



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique & Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة الجيلالي بونعامة خميس مليانة
Université Djilali BOUNAMAA de KHEMIS MILIANA « »
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté Des Sciences et de la Technologie
دائرة التكنولوجيا
Département de la Technologie

Mémoire de Projet de Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

*Effet de la disposition des voiles sur le comportement
sismique d'un Bâtiment en R+7 en béton armé à
usage d'habitation.*

Réalisé par :

Messas Imed Hamza

Soutenu publiquement le 16 juillet 2023 devant le jury compose de :

D^r MERABTI

D^r BOUDINA Abdellah

D^r MEZIDI Amar

D^r BENYAMINA Smain

Président

Examineur

Encadreur

Co- Encadreur

UDBKM

UDBKM

UDBKM

UDBKM

Promotion Juin 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Au nom d'Allah le Clément le Miséricordieux, le Compatissant et que sa Miséricorde, et son Salut soient sur notre prophète, sur sa famille et ses compagnons.

Louange et le grand remerciement à Allah que sans lui ne nous pouvons jamais exister, qui nous a donné la santé, la sagesse, et la volonté de réaliser ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements au Dr MEZIDI qui a accepté de superviser ce travail. Nous lui sommes reconnaissants pour ses encouragements, ses conseils, sa disponibilité et sa patience lors de la correction de ce mémoire. Nous sommes satisfaits de votre qualité exceptionnelle en tant qu'enseignant, et nous vous remercions de nous avoir guidé avec patience et d'avoir consacré autant d'heures à la correction de ce manuscrit. Nous tenons à vous exprimer sincèrement notre respect et notre gratitude.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'UKM, notamment : Dr. MEZIDI, Mr BEN YAMINA , Mr BOUDINA.

Dédicace

Je dédie ce travail en premier lieu à mes chers parents, que je ne pourrai jamais remercier suffisamment pour tout ce qu'ils ont fait pour moi, et sans eux, je n'aurais jamais pu atteindre où je suis aujourd'hui.

À Mon frère Omer et ma sœur, que j'aime énormément.

À Monsieur Mohsen, qui a joué un rôle primordial dans notre orientation, sans lequel nous n'aurions pas pu mener notre travail à bien de manière aussi complète.

À tous mes amis, à tous ceux qui m'ont soutenu, à ma famille paternelle et maternelle, et aussi à tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour.

À tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

MESSAS IMED HAMZA

ملخص

يتكون المبنى الذي تتم دراسته في هذه المذكرة من طابق أرضي و سبعة طوابق مخصصة لبنايات سكنية تم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (III) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل نسخة (RPA /2003) مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية مضمونة بواسطة الروافد .الاعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة . الدراسة الديناميكية تمت بإستعمال برنامج ETABS 2016 . الهدف من هذا العمل هو رؤية تأثير تغيير مواضع جدران إسمنتية و أهميته لسلوك الديناميكي وضمان الإستقرار و القوة الهيكلية . تحديد الأبعاد و التسليح لكل العناصر المقاومة للبناية صمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر BAEL91 المعدل في 99 و (RPA) نسخة 2003 . نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن طوافة عامة .

الكلمات المفتاحية :

مواضع الجدران الإسمنتية ،روافد ، أعمدة ، الخرسانة المسلحة ، العمارة ، التحليل الهيكلي .

Résumé :

Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué d'un rez-de-chaussée, plus sept étages qui contient des logements d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux, et les voiles.

L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (ETABS 2016).

L'objectif de ce travail est de voir l'effet de changement de la disposition de voile et leur importance au comportement dynamique et assurer la stabilité et la résistance structurelle.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99 et RPA 99 version 2003, a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

Mots clés : Béton armé, Bâtiment, ETABS analyse structurelle, voiles

Abstract:

The building, studied in this memory, the ground floor and the seven floors contains residences who will be established in the wilaya of BLIDA, Classified in zone III according to the Algerian earthquake resistant regulations (RPA99 version 2003).

The stability of this work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan have been established by software (ETABS 2016).

The objective of this work is to see the effect of changing the places of the walls and their importance to dynamique behavior and ensure stability and structural strength.

The calculation of dimensions and the reinforcement of the all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strength to knowing (BAEL 91 edit 99, RPA99-version 2003) has been done manually.

The foundation system is consisted by general raft.

Key words: Reinforced concrete, Building, ETABS structural analyses, shell thing

sommaire

INTRODUCTION GENERALE	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE	2
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE :	3
I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT :	4
I.4 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	5
I.4.1. BETON :	5
I.4.2: L'ACIER :	7
I.5 : HYPOTHESE DE CALCUL C.B.A.93 (A.4.3.2) :	8
CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.....	10
II. 1. INTRODUCTION :	11
II. 2. PRE DIMENSIONNEMENT DE PLANCHERS :	11
II. 2.1. PLANCHER A CORPS CREUX.....	12
II. 2.2. DALLE PLEINE	13
II. 3. EVALUATION DES CHARGES :	14
II. 3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE (DTR B.C 2.2)	14
II. 3.2. PLANCHER COURANT A USAGE D'HABITATION :	15
II. 3.3. MURS EXTERIEURS :	16
II. 3.4. DALLES PLEINES :	16
II. 3.5. ACROTERE :	17
II. 3.6. ESCALIERS :	17
II. 3.6.1. VOLEE :	18
II. 3.6.2. PALIER.....	20
II. 4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES :	20
II. 4.1. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	20
II. 4.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	22
II.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES :	31
CHAPITRE III ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE.....	32
III.1. INTRODUCTION	33
III.2. ETUDE DYNAMIQUE.....	33
III.2.1. MODELISATION MATHEMATIQUE	33
III.2.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES.....	33
III.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	34
III.3.1. MODELISATION DE LA RIGIDITE	35
III.3.2. MODELISATION DE LA MASSE.....	35

III.3.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUES DE LA STRUCTURE	35
III.4. ETUDE SISMIQUE	36
III.4.1. CHOIX DE METHODE DE CALCUL	36
III.4.2. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL	38
III.5. INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE	43
III.5.1 PERIODES DE VIBRATION ET VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE A LA BASE	43
III.5.2 : COMPORTEMENT DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :	45
III.5.3. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER ETAGES	46
III.5.4. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ (LES EFFETS DU SECOND ORDRE)	47
	49
III.5.6. VERIFICATIONS DES SOLLICITATIONS NORMALES	.50
III.5.7. PARTICIPATION DES ELEMENTS RESISTANTS AU CONTREVENTEMENT :	
III.5.8 VERIFICATION DE LA STABILITE VIS-A-VIS LE RENVERSEMENT : SELON ...	52
CONCLUSION :	54
CHAPITRE IV FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX	7
IV.1. INTRODUCTION	56
IV.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	56
IV.2.1. ARMATURES LONGITUDINALES	56
IV.2.1.1. CALCUL DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT	57
IV.2.1.2 CONTRAINTE TANGENTE ADMISSIBLE τ_u	57
IV.2.1.3. ELANCEMENT λ	58
IV.2.1.4. ARMATURES TRANSVERSALES	58
IV.2.1.5. SITUATION DURABLE	58
IV.2.1.6. SITUATION ACCIDENTELLE	58
IV.2.1.7 COMBINAISON D'ACTION	58
IV.2.2. FERRAILLAGE AVEC LE LOGICIEL SOCOTEC	59
IV.2.3. CHOIX DES ARMATURES	60
IV.2.4. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE	61
IV.2.5. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT	62
IV.2.5.1. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT	62
IV.2.5.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX	63
IV.2.6. LONGUEUR DE RECOUVREMENT	65
IV.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	67

IV.3.1. INTRODUCTION.....	67
IV.3.2. LES COMBINAISONS DE CHARGES	67
IV.3.3. RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS.....	67
IV.3.4. CALCUL DU FERRAILLAGE	68
IV.3.4.1. SENS PORTEUSES	68
IV.3.5. CHOIX DES ARMATURES	70
IV.3.5.1. SENS PORTEUR	70
IV.3.5.2. SENS PORTEES	70
IV.3.6. CONDITION DE NON FRAGILITE	70
IV.3.7. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT	71
IV.3.7.1. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT	71
IV.3.7.1.1 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES	71
IV.3.7.1.2. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES SELON LA ART.	72
IV.3.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'ELS	72
IV.3.8.1. SENS PORTEUR : (30×50).....	73
IV.3.8.2. SENS PORTEES : (30×40).....	74
IV.3.8.3 VERIFICATION DE LA FLECHE.....	74
IV.3.8.4. ARRET DES BARRES	76
IV.3.9 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES.....	76
IV.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....	77
IV.4.1. INTRODUCTION.....	77
IV.4.2. METHODE DE FERRAILLAGE DES VOILES	78
IV.4.3. FERRAILLAGE DES VOILES SOUS (0,8G ± E)	80
IV.4.3.1. PREMIER TYPE	80
IV.4.4 CARACTERISTIQUES ET FERRAILLAGE DES VOILES.....	82
IV.4.4.1. CARACTERISTIQUES ET EFFORTS.....	82
IV.4.5 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	84
V.4.7. FERRAILLAGE DES LINTEAUX :.....	85
V.1. INTRODUCTION	92
V.1.1. FONCTIONS ASSUREES PAR LES FONDATIONS	92
V.2. CALCUL DES FONDATIONS	92
V.2.1. SEMELLES ISOLEES.....	93
V.2.1.1. VERIFICATION DE L'INTERFERENCE ENTRE DEUX SEMELLES.....	95
V.2.2. SEMELLES FILANTES.....	95
V.2.2.1. VERIFICATION.....	96
V.2.3. RADIER GENERALE	96

V.2.3.1. SURFACE NECESSAIRE	97
V.2.3.2. PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER.....	97
V.2.3.3. LES VERIFICATIONS NECESSAIRES	99
V.2.3.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER.....	100
V.2.3.5. CALCUL DES CONTRAINTES	101
V.2.3.6. FERRAILLAGE DU RADIER	103
CHAPITRE VI COMPARAISON ENTRE DISPOSITION DES VOILES.....	110
VI.1. INTRODUCTION	111
VI.1.2. DISPOSITION DES VOILES :.....	111
VI.2. VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU « RPA99 MODIFIE EN 2003 » :	113
VI.2.1. VERIFICATION DES PERIODES :.....	113
VI.2.2. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES A LA BASE	114
VI.2.2. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :.....	116
VI.2.3. VERIFICATION DE L'EFFET P- Δ :	120
CONCLUSION.....	124
CONCLUSION GENERALE	126
REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE.....	128

Liste des tableaux

Tableau II. 1 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II. 2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	15
Tableau II. 3. Charges permanentes du mur double cloison.....	16
Tableau II. 4. Charges permanentes des dalles pleines.....	16
Tableau II. 5. Charges permanentes de volée	19
Tableau II. 6. Valeurs de différents chargements de Palier :	20
Tableau II. 7. Surface des poteaux sollicités.....	24
Tableau II. 8. Dégression des surcharges.....	27
Tableau II. 9. Choix des sections des poteaux centraux	28
Tableau II. 10. Choix des sections des poteaux des rives	29
Tableau II. 11. Choix des sections des poteaux d'angle	30
Tableau II. 12. Coffrages des poteaux par étage.....	30
Tableau III. 1. Facteur de qualité	41
Tableau III. 2. Paramètres sismiques	42
Tableau III. 3: période et participation des masses donnée par ETABS	43
Tableau III. 4: Vérification de la période du Modèle 03.....	43
Tableau III. 5: Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x	47
Tableau III. 6: Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y	47
Tableau III. 7: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens x-x	48
Tableau III. 8: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens y-y	49
Tableau III. 9: Vérification des sollicitations normales.....	49
Tableau III. 10. Vérification d'interaction sous charges verticale	51
Tableau III. 11. Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	51
Tableau III. 12. Calcul du moment stabilisant	53
Tableau III. 13. Calcul du moment de renversement	53
Tableau III. 14. Vérification du renversement	53
Tableau. IV. 1. Situation durable	58
Tableau. IV. 2. Situation accidentelle	58
Tableau. IV. 3 Ferrailages des poteaux situation la plus défavorable (durable ou accidentel).....	59
Tableau. IV. 4. Ferrailages des poteaux situation la plus défavorable (durable ou accidentel).....	60
Tableau. IV. 5. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N_{corr}).....	60
Tableau. IV. 6. Choix des armatures des poteaux carrés	60
Tableau. IV. 7. Vérification des contraintes pour les poteaux	61
Tableau. IV. 8. Vérification des contraintes pour les poteaux	62
Tableau. IV. 9. Vérification des contraintes pour les poteaux	62
Tableau. IV. 10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	63
Tableau. IV. 11. Espacements maximaux selon	65
Tableau. IV. 12. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	65
Tableau. IV. 13. La longueur de recouvrement	65
Tableau. IV. 14. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	68
Tableau. IV. 15. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	69
Tableau. IV. 16. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	69
Tableau. IV. 17. Ferrailage des poutres portées (situation durable)	69
Tableau. IV. 18. Ferrailage des poutres portées (situation accidentelle).....	69

Tableau. IV. 19. Ferrailage des poutres portées (situation accidentelle).....	70
Tableau. IV. 20. Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	70
Tableau. IV. 21. Choix des armatures pour les poutres portées.....	70
Tableau. IV. 22. Vérification de la condition de non fragilité.....	71
Tableau. IV. 23. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	71
Tableau. IV. 24. Calcul des armatures transversales.....	72
Tableau. IV. 25. Vérification des poutres porteuses.....	73
Tableau. IV. 26. Vérification des poutres non porteuses.....	74
Tableau. IV. 27. Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC,3etage).....	82
Tableau. IV. 28. Caractéristique des voiles du sens x-x (4,7etage).....	83
Tableau. IV. 29. Caractéristique des voiles du sens y-y(RDC,3etage).....	83
Tableau. IV. 30. Caractéristique des voiles du sens y-y (4,7etage).....	83
Tableau. IV. 31. les contraintes (RDC,3etage).....	83
Tableau. IV. 32.Choix d'armature du voile le plus solliciter (RDC,3etage).....	83
Tableau. IV. 33. Les contraintes (4,7etage).....	84
Tableau. IV. 34. Choix d'armature du voile le plus solliciter (4,7etage).....	84
Tableau. IV. 35: Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	84
Tableau. IV. 36: Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	85
Tableau V. 1. Effort normal appliqué sur les fondations.....	93
Tableau V. 2. Sections des semelles isolées.....	94
Tableau V. 3 : Sections des semelles filantes.....	96
Tableau V. 4 : Vérification des contraintes du radier à l'ELS et ELU.....	102
Tableau V. 5: Calcul des moments à l'ELU.....	104
Tableau V. 6. Calcul des moments à l'ELS.....	104
Tableau V. 7 : Ferrailage des panneaux du radier.....	105
Tableau V. 8: Vérification à l'ELS.....	105
Tableau V. 9: Ferrailage des nervures suivant x-x.....	106
Tableau V. 10: Vérification à l'ELS.....	107
Tableau VI. 1: Vérification de la résultante des forces sismique selon X.....	114
Tableau VI. 2: Vérification de la résultante des forces sismique selon Y.....	115
Tableau VI. 3. Vérification des déplacements inter-étages selon X (model de référence).....	116
Tableau VI. 4: Vérification des déplacements inter-étages selon Y (model de référence).....	117
Tableau VI. 5: Vérification des déplacements inter-étages selon X (model 2).....	117
Tableau VI. 6: Vérification des déplacements inter-étages selon Y (model 2).....	117
Tableau VI. 7: Vérification des déplacements inter-étages selon X (model 1).....	118
Tableau VI. 8: Vérification des déplacements inter-étages selon Y (model1).....	118
Tableau VI. 9: Vérification des déplacements inter-étages selon X (model 3).....	118
Tableau VI. 10: Vérification des déplacements inter-étages selon Y (model 3).....	119
Tableau VI. 11. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (model de referens).....	120
Tableau VI. 12 Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (model de referens).....	121
Tableau VI. 13. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (model 2).....	121
Tableau VI. 14. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (model 2).....	121
Tableau VI. 15. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (model 1).....	122
Tableau VI. 16. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (model 1).....	122
Tableau VI. 17. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (model 3).....	122
Tableau VI. 18. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (model 3).....	123

Liste des figures

Figure I. 1: « Diagramme contraintes déformation du béton à ELU »	6
Figure I. 2: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS	7
Figure I. 3: Diagramme contraintes déformation de l'acier	8
Figure II. 1. Coupe Plancher à corps creux.	11
Figure II. 2 Dimension des poutrelles.	13
Figure II. 3. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.	14
Figure II. 4. Schéma d'un plancher d'étage courant	15
Figure II. 5. Constituants d'un mur extérieur	16
Figure II. 6. Dimension de l'acrotère	17
Figure II. 8. Schéma statique de l'escalier	19
Figure II. 9: Dimensions à respecter pour les poutres.	20
Figure II. 10. Surface revenant au poteau central	24
Figure II. 11. Coupe de voile en élévation.	31
Figure III. 1. Spectre de réponse d'après RPA	37
Figure III. 2: vue de la modélisation de la structure par le logiciel ETABS	44
Figure III. 3: Modèle Mode 1	45
Figure III. 4: Modèle Mode 2	45
Figure III. 5: Modèle Mode 3	46
Figure III. 6. Evaluation des effets du second ordre	48
Figure III. 7. Schéma de la disposition des poteux	50
Figure III. 8. Schéma du renversement	52
Figure IV. 1. Zone nodale.	57
Figure IV. 2. Ferrailage des poteaux de RDC, 1 ^{er} Etage, 2 ^{ème} Etage	65
Figure IV. 3. Ferrailage des poteaux de 4 ^{ème} , 5 ^{ème} ,	66
Figure IV. 4. Disposition constructive	66
Figure IV. 5: Vérification de la flèche (Sens Porteur)	75
Figure IV. 6. Arrêt des barres.	76
Figure IV. 7. Ferrailage des poutres porteuses	76
Figure IV. 8. Ferrailage des poutres portées	77
Figure IV. 9 : Vue en plan du voile plein en L	80
Figure IV. 10: Schéma de ferrailage du voile forme L.	85
Figure IV. 11. Ferrailage des linteaux	90
Figure V. 1. Dimensions de la semelle isolée.	94
Figure V. 2. Semelle filante.	95
Figure V. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	97
Figure V. 4: Distribution des contraintes sous le radier.	101
Figure V. 5: Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.	106
Figure V. 6: Ferrailage du panneau du radier sens x-x.	107
Figure V. 7: Ferrailage du panneau du radier sens y-y.	108
Figure V. 8: Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.	109
Figure V. 9: Schéma de ferrailage de voile périphérique.	109
Figures VI. 1: Disposition I des voiles.	111
Figures VI. 2: Disposition II des voiles.	112
Figures VI. 3: Disposition III des voiles.	112
Figures VI. 4: Disposition IV des voiles.	113

Figures VI. 5: Vérification des périodes dans le sens X	113
Figures VI. 6: Vérification des périodes dans le sens Y	114
Figures VI. 7: Vérification de la résultante des forces sismique dans le sens X.....	115
Figures VI. 8: Vérification de la résultante des forces sismique dans le sens Y.....	116
Figures VI. 9: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X	119
Figures VI. 10: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y	120
Figures VI. 11: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X	123
Figures VI. 12: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y	123

LISTE DES SYMBOLES

A : section d'acier
A_i : armature inférieure
A.N : axe neutre
A_s : armatures supérieures
A_t : section d'armatures transversales
A' : section d'acier comprimé
A_{max}, A_{min} : section d'aciers maximale et minimale
A_{ser} : section d'aciers à l'état limite de service
A_u : section d'aciers à l'état limite ultime
B_r : section réduite d'un poteau
B : aire de béton
E.L.S : état limite de service
E_s : module d'élasticité de l'acier
E.L.U : état limite ultime
I : moment d'inertie
G : action permanente
M : moment fléchissant
M_a : moment sur appui
d : hauteur utile d'une section
M_{ser} : moment fléchissant à l'E.L.S
M_t : moment fléchissant en travée
N : effort normal
M_u : moment fléchissant à l'E.L.U
N_{ser} : effort normal de service
N_u : effort normal ultime
Q_B : charge d'exploitation
P : charge concentrée
V : effort tranchant
ab : dimension en plan d'un poteau
b : largeur d'une table de compression
c ou c' : enrobage des armatures
V_u : effort tranchant à l'E.L.U
b₀ : largeur d'une section en T
M_{lu} : moment fléchissant limite à l'E.L.U,
d' : distance des aciers comprimés à la fibre la plus comprimée de béton
f_{bu} : résistance de calcul du béton en compression à l'E.L.U
f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours d'âge
f_{tj} : résistance à la traction du béton à j jours d'âge
f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28} : résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge
e : excentricité
f : flèche
f_e : limite d'élasticité de l'acier
h : hauteur totale d'une section
i : rayon de giration
h₀ : hauteur d'une table de compression
l_f : longueur de flambement,

l_r : longueur de recouvrement
 $n = 15$: coefficient d'équivalence
 β : coefficient de flambement des poteaux
 q : charge uniformément répartie (E.L.S ou E.L.U)
 η : coefficient de fissuration
 S_t : espacement des d'armatures transversales γ_s : coefficient partiel de sécurité pour les aciers
 γ_b : coefficient partiel de sécurité pour le béton
 ϵ_{bc} : raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
 ϵ_s : allongement relatif des aciers tendus
 λ : élancement géométrique
 θ : coefficient de la durée d'application des charges
 μ_{bu} : moment agissant réduit à l'E.L.U
 μ_{lu} : moment fléchissant limite réduit à l'E.L.U
 ν : coefficient de poisson
 σ_{bc} : contrainte de compression du béton
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton comprimé à l'E.L.S
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers tendus à l'E.L.S
 σ_s : contrainte de traction de l'acier,
 τ_{lim} : contrainte tangente limite
 τ_{su} : contrainte d'adhérence limite τ_s
: contrainte d'adhérence moyenne Φ : diamètre d'une barre d'acier
 Φ_l : diamètre d'une barre d'acier longitudinale
 Φ_t : diamètre d'une barre d'acier pour armatures d'âmes

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays du monde et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Un voile en béton armé est une structure spatiale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions ; les voiles sont destinés à reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement, s'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau et assurer une isolation acoustique avec une protection contre l'incendie.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment comportant un RDC, sept étages en béton armé implanté en zone de forte sismicité (BLIDA), dont le système changement de disposition des voiles de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton arme.

Pour opter cet objectif j'ai formulé le mémoire en six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prè-dimensionnement des éléments (tel que les poteaux, les poutres, les voiles, les planchers, les escaliers, l'acrotère et les balcons).
- Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 2016.
- Le quatrième chapitre présente l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutre, voiles).
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 2016 est présenté dans le cinquième chapitre.
- Le cinquième chapitre présente l'étude des fondations.
- Pour le dernier chapitre on présente la comparaison entre les model et on termine notre travail avec une conclusion générale.

CHAPITRE I : Présentation de l'Ouvrage

I.1. Introduction

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants. Lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, à un ferrailage inadéquat, à une mauvaise qualité d'exécution.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans la zone de Blida, dont le système est de type 2 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

I.2. Présentation de l'ouvrage étudié :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de chaussée et de 07 étages.

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

a. En élévation :

Hauteur du RDC -----	4.08 m.
Hauteur étage courant -----	3.06
L'acrotère	0.6 m
Hauteur totale -----	25.5 m

b. En plan :

Longueur en plan-----	26.6 m
Largeur en plan.....	13.59 m

- Le bâtiment est implanté à la wilaya de BLIDA, C'est une zone classée par le **RPA 99/version 2003 [1]** comme zone de sismicité élevée (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2) : parce qu'il est considéré comme bâtiment d'usage habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).

I.3. Conception de la structure du bâtiment :

a. Structure de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de la [1]. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement, il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b. Le Plancher

On a opté pour un plancher en corps creux, qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu)

c. La cage d'escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC aux neuf étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

d. Les façades

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

e. Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents

niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.4 : Caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Béton :

Le béton est mélangé de liant (ciment + eau) et de granulâtes (gravier + sable), dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.

La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc....

Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.

La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

a. Résistances mécaniques du béton :

La résistance à la compression : BAEL91 version 99 [2] : le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise et notée f_{c28} , la résistance à la compression à J jour f_{cj} est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, on prend : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

La résistance à la traction : [2].

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à J jours est conventionnellement donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa).}$$

b. Module de déformation longitudinale :

Le module instantané E_{ij} : [2] (art A2.1.22 page13)

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

Le module différé E_{vj} : [2] (art A2.1.22 page13)

$$E_{vj} = 3700. \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

c. Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative

$V = 0,20$ cas des états limites de service.

$V = 0$ cas des états limites ultime.

d. Diagramme contraintes déformation du béton :

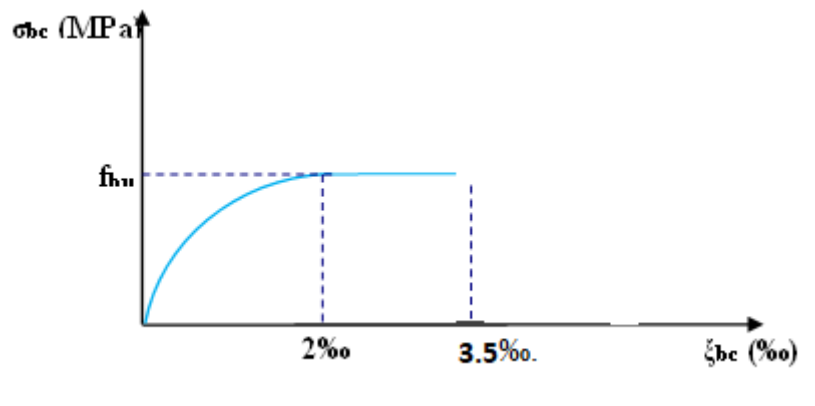


Figure I. 1: « Diagramme contraintes déformation du béton à ELU »

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par : $f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$

Avec: θ dépend du probable d'application (t) de la charge $\theta = 0.85$ si $t < 1h$

$\phi = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$

$\phi = 1$ si $t > 24h$

0.85: un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton

Le coefficient γ_b vaut

1.5: en situation durable et transitoire

1.15: en situation accidentelle

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

e. Diagramme contrainte déformation du béton l'ELS :

Dans ce cas le diagramme contrainte – déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par:

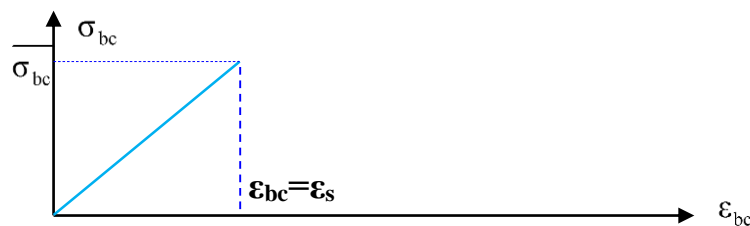


Figure I. 2: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

D'où : $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

I.4.2: L'acier :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de notre structure sont :

- Les barres à haute adhérence de nuance $F_e E400$ pour les armatures longitudinale set les armatures transversales.
- Les treillis soudés, pour l'hourdis des planchers à corps creux.

Diagramme contraintes déformations des aciers :

Le diagramme contraintes déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit:

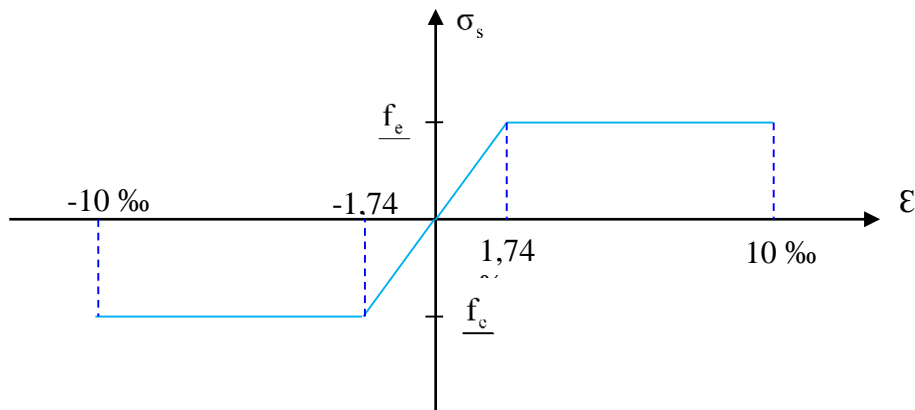


Figure I. 3: Diagramme contraintes déformation de l'acier

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant f_e par f_e/γ_s , et en conservant la pente E_s de la droite d'élasticité

γ_s : coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{ll} 1.15 & \text{en SDT} \\ 1 & \text{en SA} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{SDT : Situation durable} \\ \text{SA : Situation Accidentelle} \end{array}$$

Sachant qu' $E_s = 200000\text{MPa}$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s \rightarrow$ aciers naturels

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \rightarrow$ aciers écrouis

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de compression du béton et un état limite d'ouverture des fissures.

I.5 : Hypothèse de calcul C.B.A.93 (A.4.3.2) [3] :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

E.L.U:

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.

- On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

E.L.S:

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence est fixé forfaitairement $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Logiciel et application

- ✚ ETABS 16.0.2 : (modélisation de la structure)
- ✚ SOCOTEC : (calculer les Caractéristiques géométriques).
- ✚ AUTOCAD 2007 : (Dessin).
- ✚ ACIER MCN:(calcul de section d'aciers)
- ✚ Microsoft Office :(Excel 2016, Word 2016, Power point 2016).

Chapitre II :Pré Dimensionnement et Descente des Charges

II.1. Introduction :

Le Pré dimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment la [1], [2] et [3] (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet de la structure vers la base (planchers, poutres, poteaux et voiles).

II.2. Pré dimensionnement de planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan. Ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs
- Assurer l'isolation thermique et sonore entre les différents niveaux
- La sécurité contre l'incendie

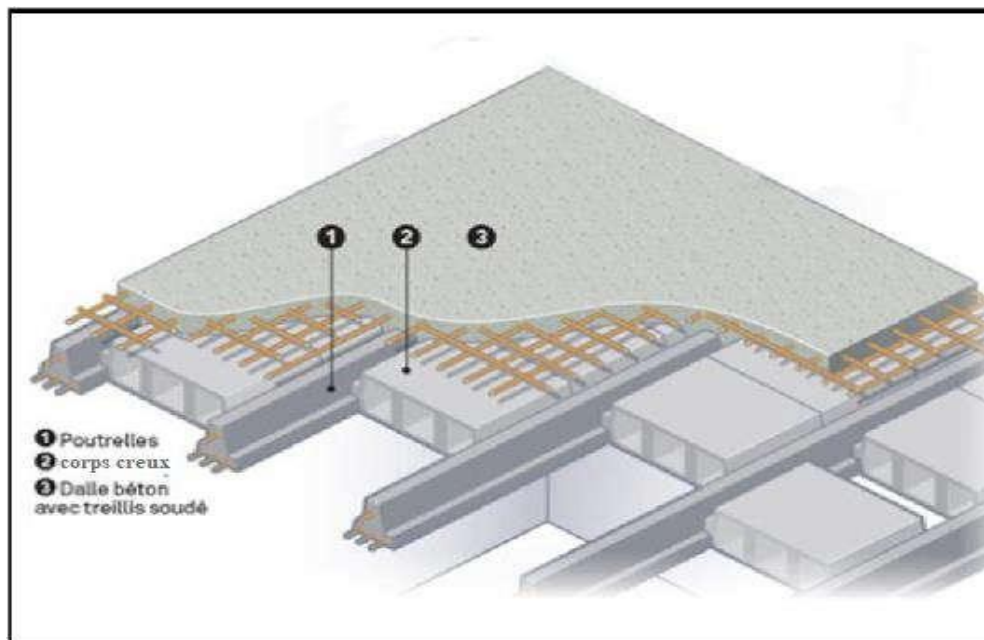


Figure II. 1. Coupe Plancher à corps creux.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux.

- Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux

Les planches sont des aires planes limitant des étages et supportant les revêtements desol. Pour ce projet on a opté pour un plancher en corps creux, et pour le choix de corps creux :

- ✓ Absence des charges concentrées importantes sur le plancher.
- ✓ Plus légère que la dalle pleine.
- ✓ Nécessite peu de coffrage.
- ✓ Bonne isolation thermique et phonique.
- ✓ h_t : la hauteur total (corps creux + la table de compression).

L'épaisseur de la dalle dépend de plusieurs conditions :

➤ Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour trois heures de coup de feu.

On adopte $e = 16 \text{ cm}$.

➤ Isolation phonique

Selon [3], l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique, On propose une épaisseur de 16 cm.

➤ Condition de flèche : [2] (art B6.8.424, Page172) :

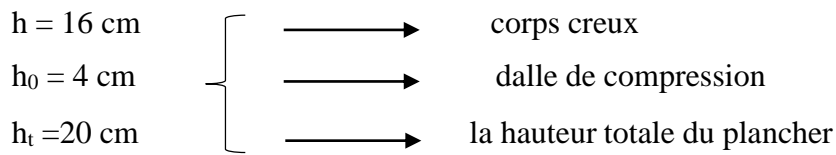
D'après la condition de résistance à la flèche $e \geq \frac{l}{22.5}$ [2] (art B.6.8, 424).

$$L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = 440 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)



II. 2.2. Dalle pleine

- Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{1}{50} \leq e \leq \frac{1}{40}$
- Pour des dalles reposant sur deux appuis (les balcons) : $\frac{1}{35} \leq e \leq \frac{1}{30}$

Conclusion :

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur = 20 cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.
- Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm pour les balcons

❖ Les poutrelles:

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en « T ».

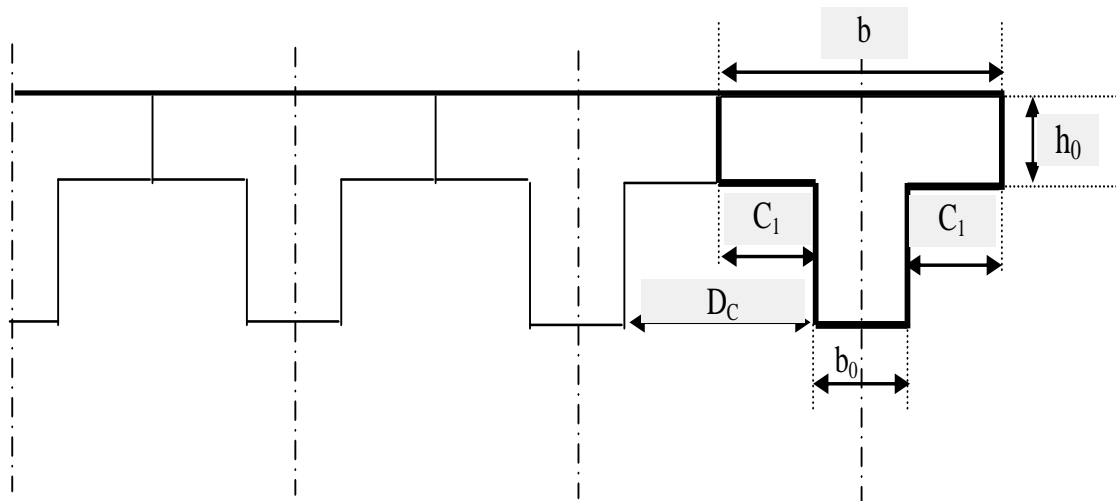


Figure II. 2 Dimension des poutrelles.

- Calcul de la hauteur de la poutrelle :
D'après [2] :
Avec :
 h_t : la hauteur de la poutrelle.
 L : la longueur max de la poutre ($L=4.62 \text{ m}$)

$$\text{Donc : } \frac{462}{25} \leq h_t \leq \frac{462}{20}$$

$$18.48 \leq h_t \leq 23.1$$

Donc on prend : $h_t = 20$ cm.

- L'épaisseur du corps creux : $d = 16$ cm.
- Epaisseur de la dalle de compression $h_0 = h_t - d = 20 - 16 = 4$ cm.
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + c_1$ avec : $b_0 = 12$ cm.

Le corps creux utilisé pour ce plancher : $d_c = 53$ cm.

$$c_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_c}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{max}}{10} = \frac{475}{10} \\ (6 ; 8) \cdot h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $c_1 = 26.5$ cm

D'où $b = 65$ cm.

II.3. Evaluation des charges :

La descente de charge a pour but la détermination de charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible (DTR B.C 2.2) [4]

- Gravillon de protection (0.05 m)

- Étanchéité multi couche (0.02 m)

- Former de pente (0.12 m)

- Isolation thermique (0.04 m)

- plancher en corps creux (0.20 m)

- Enduit Plâtre (0.02 m)

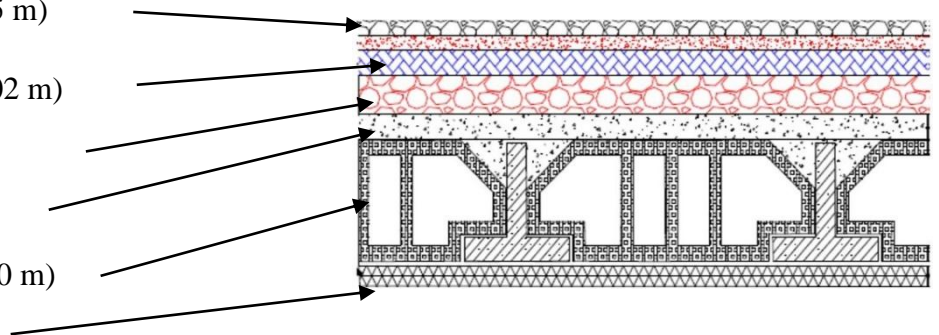


Figure II. 3. Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.

Tableau II. 1 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N°	Composant	paisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04		0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.12	22	2.64
5	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20

$G = 6.78 \text{ KN/m}^2.$ $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$

II.3.2. Plancher courant à usage d'habitation [4]:

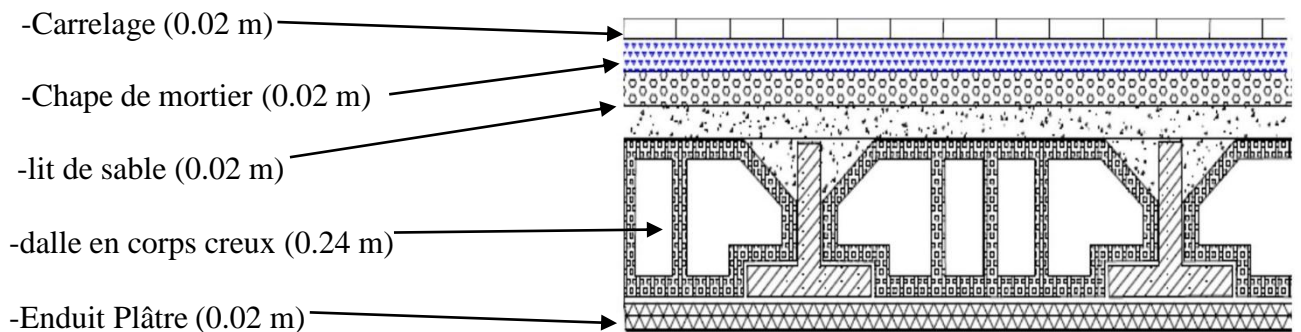


Figure II. 4. Schéma d'un plancher d'étage courant

Tableau II. 2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

N°	Composant	paisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons légères	0.1	-	1

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2.$

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2.$

II.3.3. Murs extérieurs [4] :

Tableau II. 3. Charges permanentes du mur double cloison.

N°	Composant	paisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	-	0.9
3	Brique creuse	0.10	-	1.3
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36

G = 2.76 KN/m².

Q = 1.50 KN/m².

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

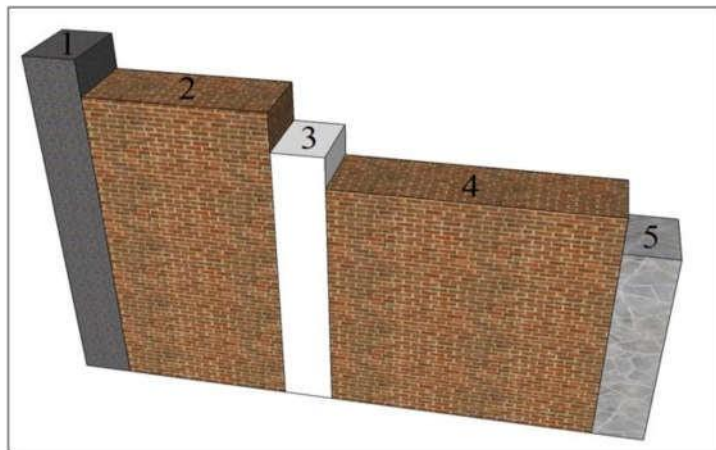


Figure II. 5. Constituants d'un mur extérieur

II.3.4. Balcon :

Tableau II. 4. Charges permanentes des balcons.

N°	Composant	paisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Balcon	0.16	25	4
5	Enduit en ciment	0.02	12	0.36

G = 5.52 KN/m²

II. 3.5. Acrotère :

a) Charges permanentes :

Poids propre :

$G1 = 25 \times S$ S: surface latérale de l'acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,10)$$

$$+ (0,03 \times 0,10) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = 18 \times 0,02 \times P$$

P: périmètre de la section de l'acrotère

$$P = 1,61 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,61 = 0,58 \text{ kN/ml.}$$

Charges permanentes → G = 2,31

kN/ml

b) Charges d'exploitation → Q= 1

kN/ml

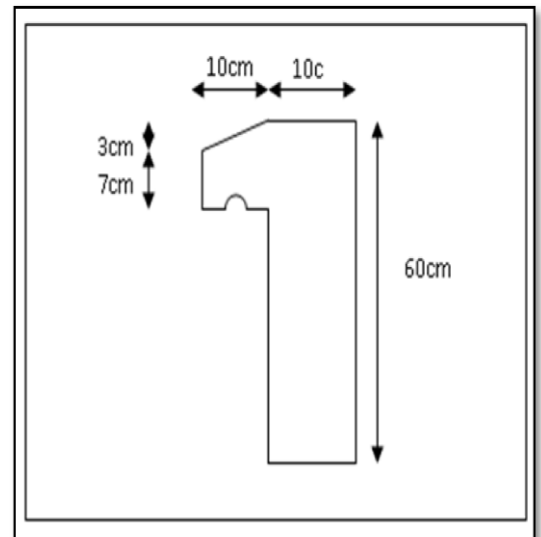


Figure II. 6. Dimension de l'acrotère

II.3.6. Escaliers :

➤ **Les Caractéristiques techniques : (Etages courants)**

Hauteur : $H_e = 3,06 \text{ m.}$

(1): e (Epaisseur du palier de repos)

(2): L (projection horizontale de paillasse)

(3): g (Giron)

(4): h (Hauteur de la contre marche)

(5): H (Hauteur de la volée)

(6): (Inclinaison de la paillasse)

(7): (Emmarchement)

H_e : Hauteur d'étage

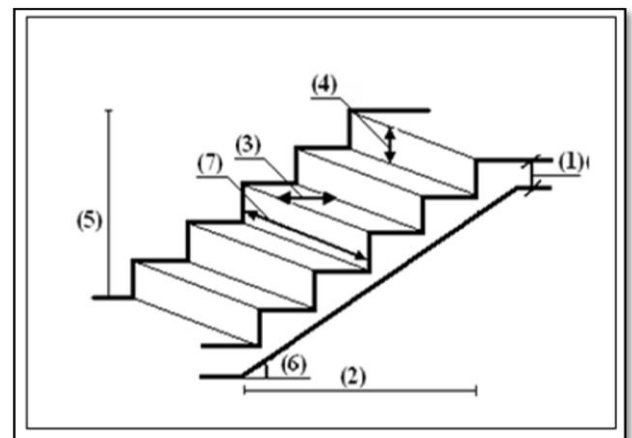


Figure II. 7. Les éléments d'escalier

Schéma de l'escalier

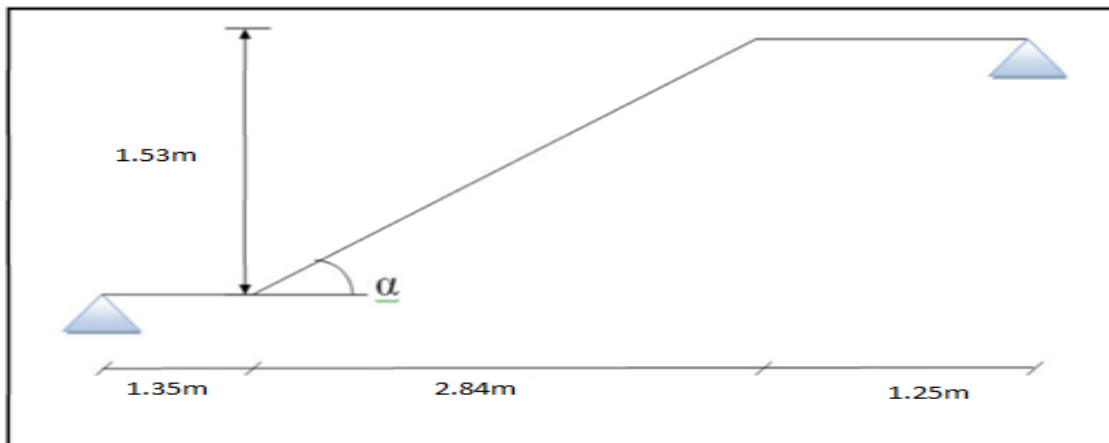


Figure II. 8. Schéma statique de l'escalier

a) Charges permanentes

Tableau II. 5. Charges permanentes de volée

b) Charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de volée : e=20cm	25	$1 \times 0,20 / \cos 32,51^\circ$	4,74
Poids propre du contre marche : e=17cm	25	$1 \times 0,17 / 2$	2,13
Carrelage horizontal : e= 2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Carrelage vertical (e =2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Enduit en ciment (e =2cm)	10	$0,02 \times 1$	0,20
Poids du garde-corps	/	/	1,00
			G=9,79

II. 3.6.2. Palier

a) Charges permanentes

Tableau II. 6. Valeurs de différents chargements de Palier :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier (e=20cm)	25	0,20 × 1	5,00
Carrelage (e= 2cm)	22	0,02 × 1	0,44
Mortier de pose (e = 2cm)	20	0,02 × 1	0,40
Enduit en ciment (e =2cm)	10	0,02 × 1	0,20
			G=6,04

b) Charge d’exploitation : Q = 2.50 KN/ml

II. 4. Prè-dimensionnement des portiques :

II.4.1. Prè-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction.

Selon la [1] (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \geq 4.0$

Tel que b et h sont les dimensions de poutre

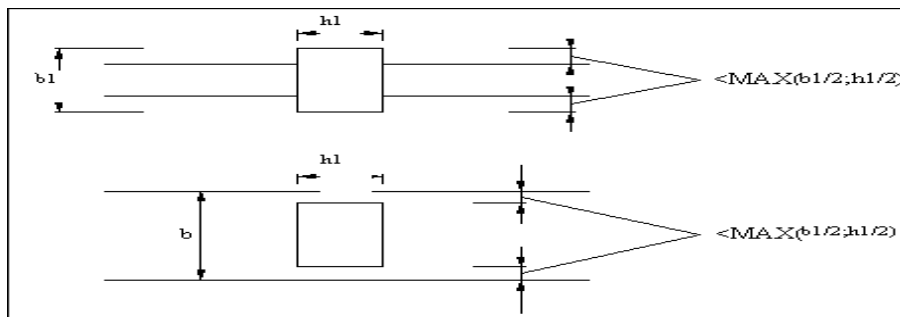


Figure II. 9: Dimensions à respecter pour les poutres.

Condition portée :

$$h_{\text{nus}} = \left\{ \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{max}} \right.$$

L_{max} : la plus grande portée entre les

$$b = (0.4 \div 0.7)h$$

Telle que : h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

a) les poutres longitudinales :

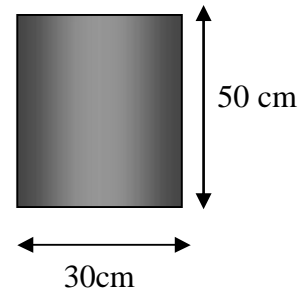
On a $L_{\text{max}} = 5.12 \text{ m}$

$$\Rightarrow 34.13 < h < 51.2$$

\Rightarrow On prend $h = 50 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $b = 30 \text{ cm}$

* la poutre principale à une section: $(b \times h_p) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$



b) Les poutre transversales :

On a $L_{\text{max}} = 4,40 \text{ m}$

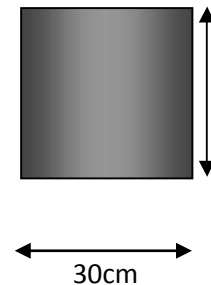
$$\Rightarrow 34.13 < h_s < 51.2$$

\Rightarrow On prend

$h_s = 40 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $b = 30 \text{ cm}$

40cm



* La poutre secondaire à une section : $(b \times h_s) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification vis-à-vis du RPA99/ V2003 :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV (CV: condition vérifiée)
- $h_p = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- $h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- $h_p / b = 50 / 30 = 1,67 < 4$ CV
- $h_s / b = 40 / 30 = 1,33 < 4$ CV

II.4.2. Prè-dimensionnement des poteaux :

Le prè-dimensionnement des poteaux est calculer en compression simple, on prendre le poteau le plus sollicité de la structure et non lié aux voiles, on utilisera un calcul basé sur la descente des charges :

- Calcul de la surface reprise par le poteau (surface du plancher qu'il support).
- Evaluation de la charge revenant sur chaque poteau étage par la suite l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par la [1]
- Vérifier la section à l'E.L.S.

Le prè-dimensionnement est déterminé selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie.

► Poteaux rectangulaires $Br = (a-0,02)(b-0,02) [m^2]$.

► Poteaux circulaires $B_r = \pi \cdot \frac{(D-0,02)^2}{4} m^2$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\text{Soit : } \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2$$

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.

B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).

On prendre : $L_f = 0,7 L_0 = 0,7$ he

Dans la [2], il est préférable de prendre pour les poteaux carrés, $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

Selon la [2] :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :
$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par la [1] (zone III).

a) Calcule des surfaces d'influence pour chaque poteau :

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau II. 7. Surface des poteaux sollicités

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
15.71	8.33	4.45

Donc on prend le poteau central le poteau plus sollicité.

❖ **Le poteau les plus sollicité est le poteau central :**

La surface du plancher revenant au poteau central
le plus sollicité est :

$$S = (2.56+2.235) \times (1.325+1.96) = 15.71 \text{ m}^2$$

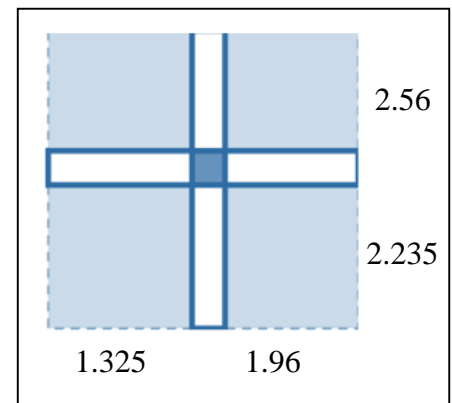


Figure II. 10. Surface revenant au poteau central

b) Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau :

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

➤ Poteau central :

La surface de poteau $S_1 = 15.71 \text{ m}^2$

1) Charges permanente

Niveau 1

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,7 \times 15.71 = 105.25 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP} = 0.5 \times 0.3 \times 5.62 \times 25 = 21,07 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$

$$G_1 = 158.64 \text{ KN}$$

Niveau 2

Poids revenant 1^{ère} Niveau $G_1 = 158.64 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{PT} = 5,21 \times 15.71 = 81.849 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,40 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$
Poids du poteau	$P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$

$$G_2 = 293.88 \text{ KN}$$

Niveau 3

Poids revenant 2eme Niveau	$G_2 = 293.88 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT} = 5,21 \times 15.71 = 81.849 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$
Poids du poteau	$P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$

$$G_3 = 429.128 \text{ KN}$$

Niveau 4

Poids revenant 3eme Niveau	$G_3 = 429.128 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT} = 5,21 \times 15.71 = 81.849 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$
Poids du poteau	$P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$

$$G_4 = 564.37 \text{ KN}$$

Niveau 5

Poids revenant 4eme Niveau	$G_4 = 564.37 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT} = 5,21 \times 15.71 = 81.849 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.52 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$
Poids du poteau	$P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$

$$G_5 = 699.61 \text{ KN}$$

Niveau 6

Poids revenant 5eme Niveau	$G_5 = 699.61 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT} = 5,21 \times 15.71 = 81.849 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$

$G_6 = 834.86 \text{ KN}$

Niveau 7

Poids revenant 6eme Niveau $G_6 = 834.86 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{PT} = 5,21 \times 15.71 = 81.849 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.125 \text{ KN}$

$G_7 = 970.10 \text{ KN}$

Niveau 8

Poids revenant 7eme Niveau $G_6 = 970.10 \text{ KN}$

Poids plancher courant $G_{PT} = 5,21 \times 15.71 = 81.849 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times 4.08 = 25.5 \text{ KN}$

$G_8 = 1111.61 \text{ KN}$

2) Charges d'exploitations :

Lois de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination, la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Q : la charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \tag{8}$$

Donnée par [4] (charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3)

avec :

n : nombre d'étage,

Q_0 : la surcharges d'exploitation sur la terrasse avec $Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$,

$(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs est égales à 1.5 KN/m^2 .

Tableau II. 8. Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	\sum surcharge	\sum surcharge (kN/m ²)
ET08	Q0	$\sum 0 = Q_0$	1
ET07	Q1	$\sum 1 = Q_0 + Q_1$	2,5
ET06	Q2	$\sum 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
ET05	Q3	$\sum 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
ET04	Q4	$\sum 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
ET02	Q5	$\sum 5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
ET01	Q6	$\sum 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,75
RDC	Q7	$\sum 7 = Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	8,35

Surcharge D'exploitation

- Étage 7.....1. S = 15.71KN,
- Étage 6.....2,5. S = 39.27 KN,
- Étage 5.....3.85S = 60.48 KN,
- Étage 4.....5.05. S = 79.33 KN,
- Étage 3.....6.10S = 95.83 KN,
- Étage 2.....7.00S = 109.97 KN,
- Étage 1.....7.75S = 121.75 KN,
- RDC.....8.35S = 131.17 KN,

c- Détermination de la section du poteau :

Pour limiter l'élanement des poteaux, on prend $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B}$

On tire l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} \quad (9)$$

alors :

$$B_r = 0.066 N_u \quad (10)$$

avec

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad (11)$$

$$B_r = (a-0.02) \times (b-0.02) ; \text{ On a : } a = b \text{ donc } B_r = (a-0.02)^2$$

Tableau II. 9. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	G(KN)	Q(KN)	N_u(KN)	B_r(cm²)	a=(cm)	Le choix
ET07	158.64	15.71	237.72	156.89	14.52	45x45
ET06	293.88	39.27	455.64	300.72	19.34	45x45
ET05	429.12	60.48	670.03	442.21	23.02	45x45
ET04	564.37	79.33	880.89	581.38	26.11	50x50
ET03	699.61	95.83	1088.21	718.21	28.79	50x50
ET02	834.86	109.97	1292.01	852.72	31.20	50x50
ET01	970.10	121.75	1492.26	984.89	33.38	50x50
RDC	1111.61	131.17	1697.43	1120.30	35.47	50x50

b- Poteau de rive :

$$S_{\text{Surface reprise}} S_2 = 8.40 \text{ m}^2$$

b.1- Niveau terrasse :

- Plancher $6.7 \times 8.33 = 55.81 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuse $0.3 \times 0.5 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuse $0.3 \times 0.4 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$
- Poids du poteau $0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.06 = 19.12 \text{ KN}$
- Acrotère $5.62 \times 2.31 = 12.98 \text{ KN}$

$$G = 122.18 \text{ KN}$$

b.2- Niveau étage courant :

- Plancher $5.21 \times 8.40 = 43.39 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuse $0.3 \times 0.5 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuse $0.3 \times 0.4 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$
- Poids du poteau $0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.06 = 19.12 \text{ KN}$
- Acrotère $5.62 \times 2.31 = 12.98 \text{ KN}$

G = 109.76 KN

Tableau II. 10. Choix des sections des poteaux des rives

NIV	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	B _r (cm ²)	a=(cm)	Le choix
ET07	122.18	8.33	177.43	111.8	12.57	35×35
ET06	231.94	20.82	344.34	219.5	16.81	35×35
ET05	341.7	32.07	509.4	320.00	19.88	35×35
ET04	451.46	42.06	672.65	430.9	23.75	35×35
ET03	561.22	50.81	833.86	534.45	25.18	40×40
ET02	670.98	58.31	993.28	636.71	27.23	40×40
ET01	780.74	64.55	1150.82	737.5	29.15	40×40
RDC	890.5	69.55	1306.5	836.8	30.92	40×40

1- Poteau d'Angle:

Surface reprise $S_3 = 4.45 \text{ m}^2$

c.1- Niveau terrasse:

- Plancher $6,7 \times 4.45 = 29.81 \text{ KN}$
 - Poids des poutres porteuse $0,3 \times 0,5 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
 - Poids des poutres non porteuse $0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$
 - Poids du poteau $0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.12 \text{ KN}$
 - Acrotère $5.62 \times 2,31 = 12.98 \text{ KN}$
- G=96.18 KN

c.2- Niveau étage courant

- Plancher $5,21 \times 4.45 = 23.18 \text{ KN}$
 - Poids des poutres porteuse $0,3 \times 0,5 \times 5.62 \times 25 = 21.07 \text{ KN}$
 - Poids des poutres non porteuse $0,4 \times 0,3 \times 4.4 \times 25 = 13.2 \text{ KN}$
 - Poids du poteau $0,5 \times 0,5 \times 25 \times 3.06 = 19.12 \text{ KN}$
 - Acrotère $5.62 \times 2,31 = 12.98 \text{ KN}$
- G=89.55 KN

Tableau II. 11. Choix des sections des poteaux d'angle

NIV	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	$B_r(\text{cm}^2)$	$a=(\text{cm})$	Le Choix
ET07	95.18	4.45	135.17	89.21	11.44	35×35
ET06	185.73	11.12	267.42	176.49	15.28	35×35
ET05	275.28	17.13	397.32	262.23	18.19	35×35
ET04	364.83	22.47	526.22	347.31	20.63	35×35
ET03	454.38	27.14	654.12	431.71	22.77	40×40
ET02	543.93	31.15	781.03	515.47	24.70	40×40
ET01	633.48	34.48	906.91	598.56	26.46	40×40
RDC	723.03	37.16	1031.83	681	28.09	40×40

Choix des sections des poteaux :

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques d'après le calcul aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau II. 12. Coffrages des poteaux par étage.

Étages	Sections carrées ($a \times b$) cm^2
7 ^{eme}	45×45
6 ^{eme}	45×45
5 ^{eme}	45×45
4 ^{eme}	50×50
3 ^{eme}	50×50
2 ^{eme}	50×50
1 ^{er}	50×50
RDC	50×50

II.5. Prè-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de règlement [1]

- $L \leq 4 a$
- $a \geq \frac{h_e}{20}$

avec :

L : La longueur du voile ;

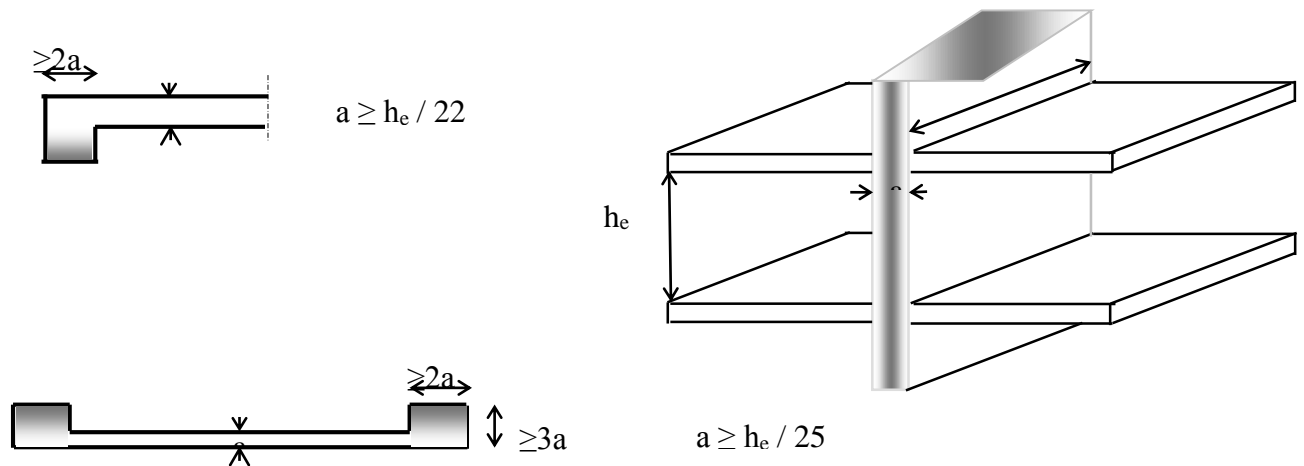
a : L'épaisseur du voile ;

h_e : hauteur libre d'étage ;

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur

d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



-Coupe de voiles en plan-

-Coupe de voile en élévation-

Figure II. 11. Coupe de voile en élévation.

Calcul de l'épaisseur du voile :

Pour le R.D.C $h_e = 4.08 - 0.50 = 3.58$ m

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.58}{20} = 17.9 \text{ cm.}$$

On prend : $a = 20$ cm.

Pour l'étage courant $h_e = 3.06 - 0.45 = 2.56$ m

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{2.56}{20} = 12.8 \text{ cm.}$$

On prend : $a = 15$ cm.

Chapitre III : Etude Dynamique en Zone Sismique

III.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

III.2. Etude Dynamique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

III.2.1. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous reproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

III.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé. L'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \quad (1)$$

avec :

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donnée par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \phi) \quad (2)$$

avec:

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \phi) \quad (3)$$

En substituent les équation (2) et (3) dans l'équation (1) on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \phi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonctions sinus ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est tulle c'est-à-dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibration correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$ où forme modale.

III.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et la volume de calcul qui requiert l'analyse de notre structure. la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS (version «17.0.1»).

III.3.1. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un éléments poutre (frame) à deux nœuds.
 - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à plusieurs nœuds (rectangulaire) (4) nœuds.
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 D.D.L bloqués)

III.3.2. Modélisation de la masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toutes la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le tableau « 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β », avec $(\beta = 0.2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 KN/m^3 .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

III.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries... etc.)

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \\ Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \end{cases} \quad (7)$$

avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

Remarque :

Il y a lieu de rappeler que l'*ETABS* (version « 16.0.2 ») calcule et affiche automatiquement les deux (2) factures citées précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est réalisé par un diaphragme.

III.4. Etude sismique

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet.

La détermination de ces efforts est conduite par logiciel *ETABS* qui utilise une approche dynamique. (Par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

III.4.1. Choix de méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir [1]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17 m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Analyse modale spectrale**
 - **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toutes structures est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est en fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc par des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (8)$$

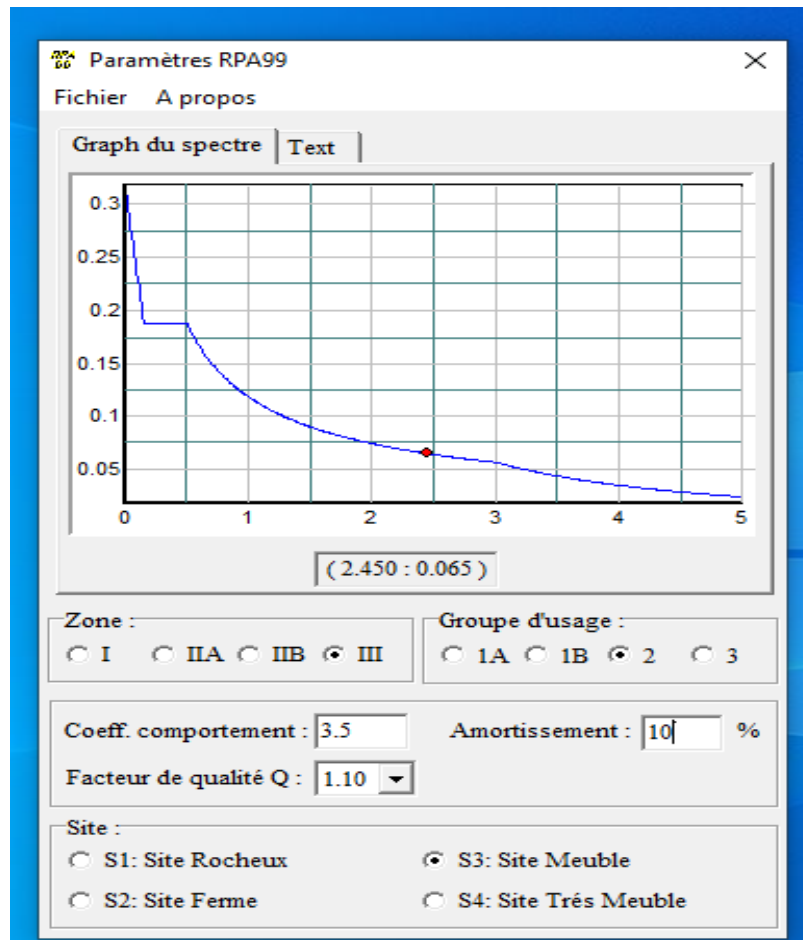


Figure III. 1. Spectre de réponse d'après RPA

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=10\%$)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T : Périodes fondamentale qui calculé par.

+ - T_1 . T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

III.4.2. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le règlement parasismiques algérien est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_i » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8V$. il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces déplacements, moments. ...etc.) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

- | | | |
|---|---|-----------------|
| <ul style="list-style-type: none"> - Groupe d'usage : 2 <li style="padding-left: 20px;">A=0.25 - Zone sismique : III | } | Selon [1] |
|---|---|-----------------|

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s. \end{cases} \quad (9)$$

T_1 . T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de la RPA 99.

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon l'équation III.7 et III.8 sont :

$$T = \min \left\{ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} ; C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \right\} \quad (10)$$

avec :

$$C_t = 0.05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 25.5$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$D = \begin{cases} D_x = 26.6 \text{ m} \\ D_y = 13.59 \text{ m} \end{cases}$$

Selon x-x :

$$T_x = \min \left\{ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} ; C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \right\}$$

$$\text{Donc sens (x-x) : } T_x = \min \{ 0.44; 0.56 \} = 0.44 \text{ sec.}$$

Selon y-y :

$$T_y = \min \left\{ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} ; C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \right\}$$

$$\text{Donc sens (x-x) : } T_y = \min \{ 0.62 ; 0.56 \} = 0.56 \text{ sec.}$$

Donc on prend :

$$T = \begin{cases} T_x = 0.44 \text{ sec.} \\ T_y = 0.56 \text{ sec.} \end{cases}$$

Sol meuble : site 3.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D = \begin{cases} D_x = 2.5\eta & 0 \leq T_x \leq T_2 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_z}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ sec} \end{cases} \quad (11)$$

avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.76$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2) de [1].

Pour notre cas on prend $\xi = 10$ %

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ alors } \eta = 0.76$$

Donc :

$$D = \begin{cases} D_x = 2.5\eta & D_x = 1.91 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_z}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} & D_y = 1.87 \end{cases}$$

➤ R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3.)) des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre structure, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure portiques contreventés par des voiles en béton armé (R=4)

➤ Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la forme :

$$Q = 1 + \sum_1^9 P_q \quad (12)$$

avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité « q » « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau III.4.

Tableau III. 1. Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	00	Oui	00
Régularité en élévation	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q_{x-x} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.00 + 0.00) = 1.1$$

$$Q_{y-y} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.00 + 0.00) = 1.1$$

➤ W : Poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (13)$$

W_i Etant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (14)$$

avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher "I"

W_{Gi} : Le poids du aux charges permanentes de celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "I"

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "I".

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature de la durée de la charge d'exploitation

$\beta = 0.2$ (bureau ou assimilés) (Tableau 4.5. de [1])

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre structure.

Tableau III. 2. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	3.5
Q	$1 + \Sigma P_q$	1.10
ξ	-	10 %
η	$[(7/(2+\varepsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.763
T ₁	Site 3	0.15 s
T ₂	Site 3	0.50 s

On calcule les coefficients C_x , C_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\begin{cases} C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} & \text{Suivant l'axe X} \\ C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} & \text{Suivant l'axe Y} \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} V_x = C_x \times W \\ V_y = C_y \times W \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = \frac{0.25 \times 1.91 \times 1.1}{3.5} & \text{Suivant l'axe X} \\ C_y = \frac{0.25 \times 1.87 \times 1.1}{3.5} & \text{Suivant l'axe Y} \end{cases}$$

l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = 0.150 \times W \\ V_y = 0.146 \times W \end{cases}$$

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le règlement de parasismique algérien à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$: il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $0.8 V / V_t$.

III.5. Interprétation des résultats de l'analyse sismique

III.5.1 périodes de vibration et Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode

Tableau III. 3: période et participation des masses donnée par ETABS

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.722	1.43E-05	0.7477	0.00001793	0.00001426	0.7477	0
2	0.573	0.7005	0.00002072	0.0036	0.7005	0.7477	0
3	0.509	0.007	0.00001609	0.7214	0.7075	0.7477	0
4	0.214	9.32E-07	0.1383	0.00000194	0.7075	0.886	0
5	0.147	0.1929	0	0.0013	0.9004	0.886	0
6	0.144	0.0005	1.264E-06	0.1549	0.9009	0.886	0
7	0.105	0	0.0622	0	0.9009	0.9482	0
8	0.072	0.0648	0	0	0.9657	0.9482	0

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T=0.72$ sec.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7ème mode,

Le 1er mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y.

Le 2ème mode est un mode translation suivant l'axe X-X.

Le 3ème mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

Vérification de la période :

$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3. T_{\text{Empirique}}$

Tableau III. 4: Vérification de la période du Modèle 03

Sens	T Numérique	T Empirique	1,3T Empirique	Observation
X	0.57	0.44	0.572	CV
Y	0.72	0.56	0.728	CV

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2603.68KN \\ F_2 = V_t^y = 2263.51KN \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 19093.79KN \Rightarrow \begin{cases} V_t^x = 2864.54KN \\ V_t^y = 2356.78KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_t^x = 2291.63KN \\ 0,8V_t^y = 1885.42KN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 2603.68KN \geq 0,8V_t^x = 2291.63KN \dots\dots\dots CV \\ V_t^y = 2263.51KN \geq 0,8V_t^y = 1885.42KN \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

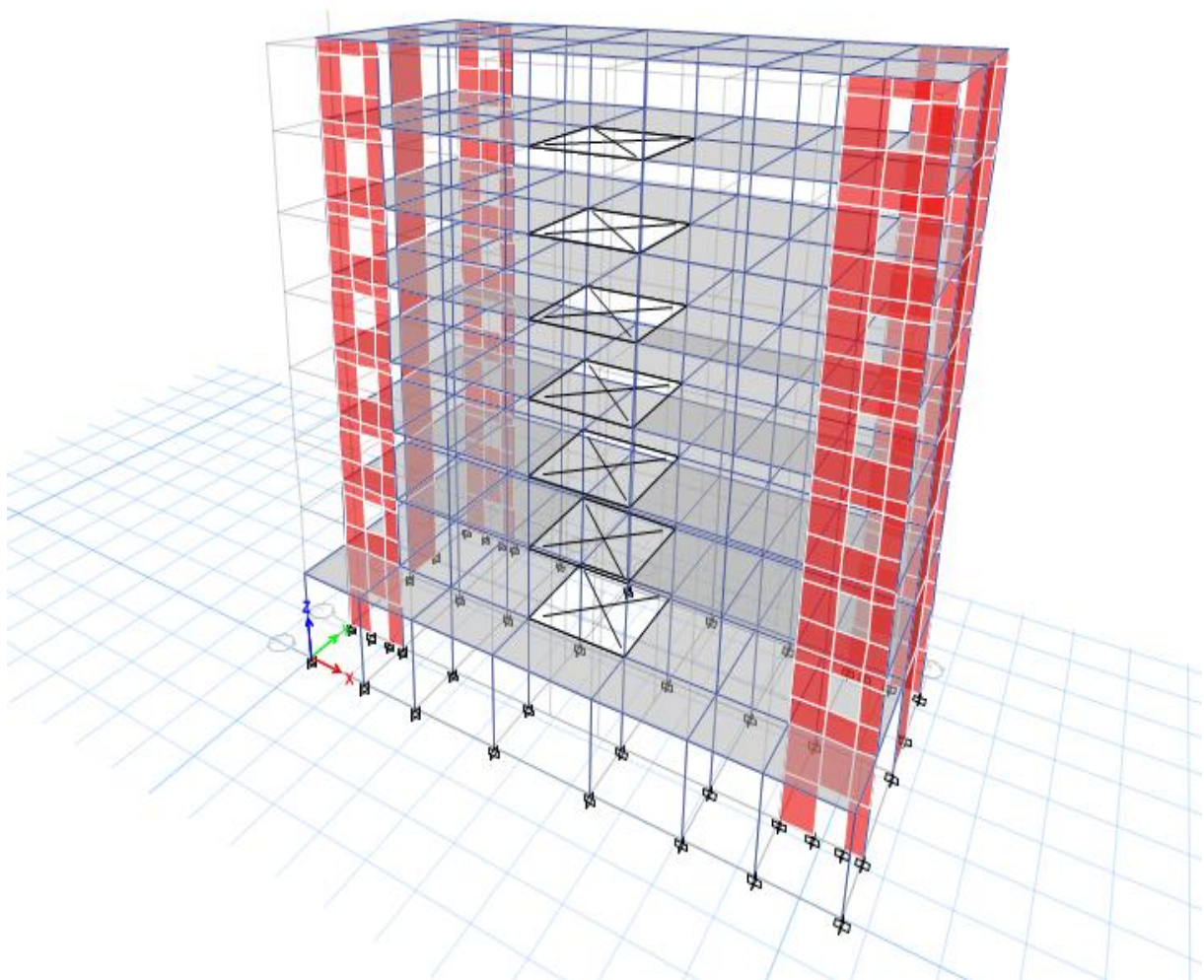


Figure III. 2: vue de la modélisation de la structure par le logiciel ETABS

III.5.2 : Comportement dynamique de la structure :

- Le premier mode représente une translation suivant y-y :

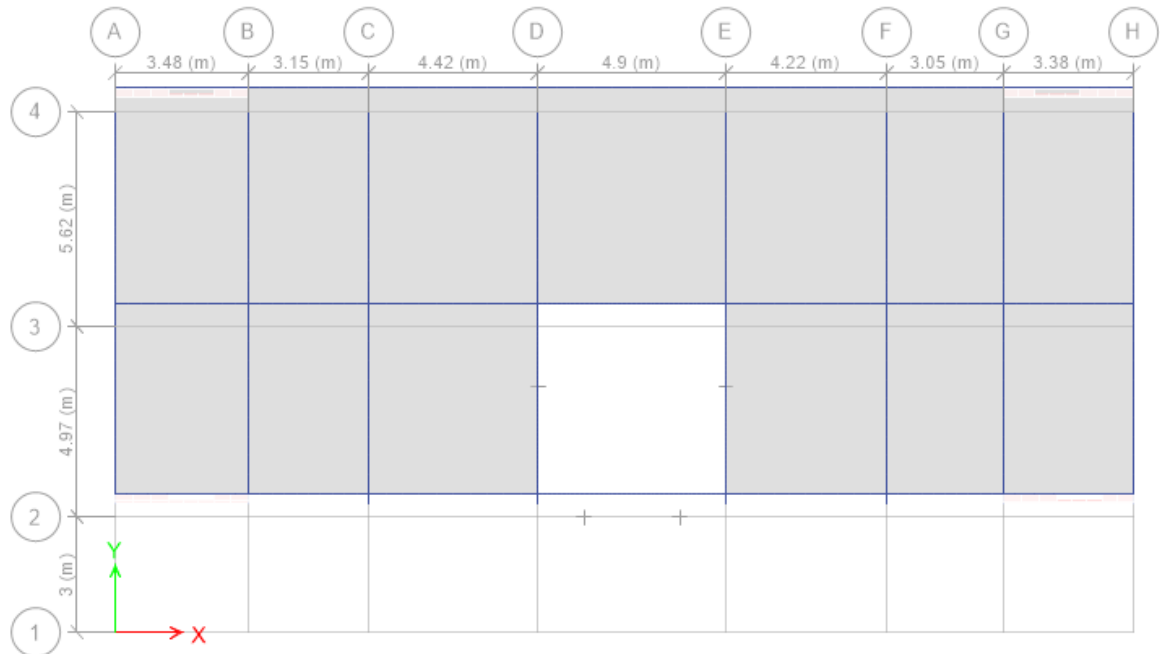


Figure III. 3: Mode 1

- Le deuxième mode représente une translation suivant x-x :

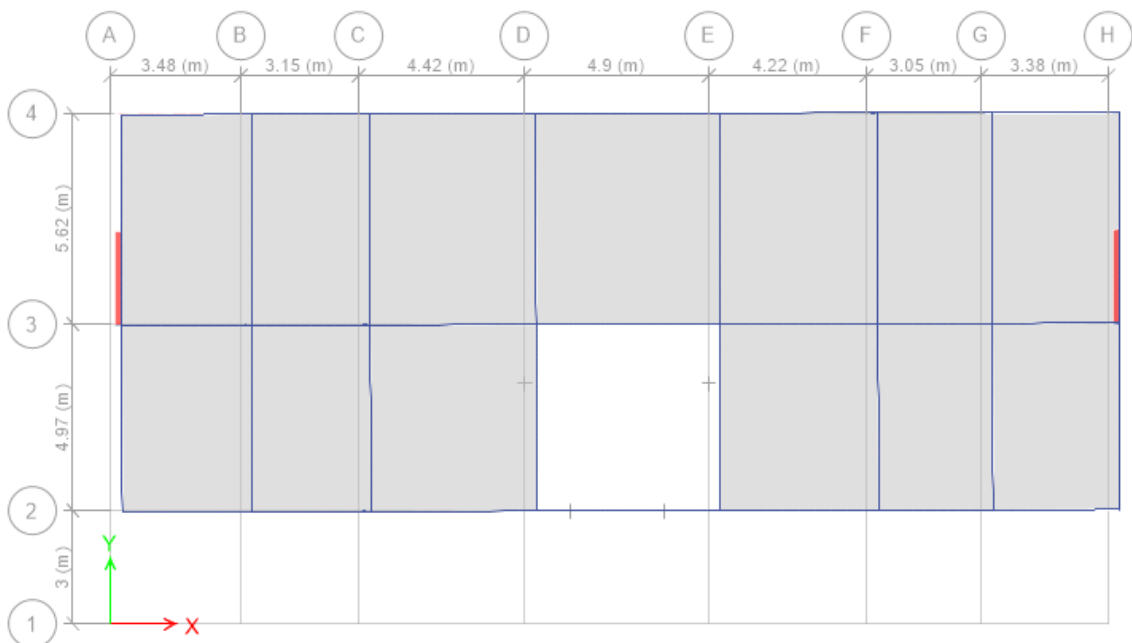


Figure III. 4: Mode 2

- Le troisième mode représente une rotation suivant z-z :

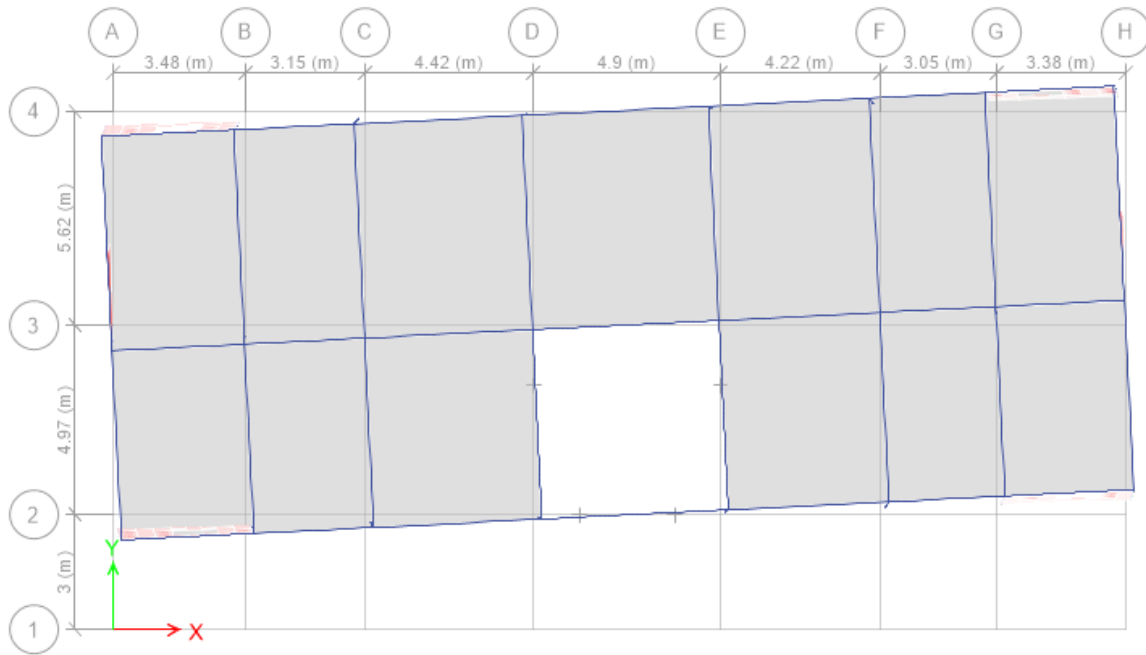


Figure III. 5: Mode 3

III.5.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages

L'une des vérifications préconisées par la [1], concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon [1], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01he$$

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Avec :

he : représente la hauteur de l'étage ;

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y) ;

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Sens x-x

Tableau III. 5: Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x

Etage	Diaphragme	Load	UX	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EX	19.744	3.5	69.104	9.2085	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EX	17.113	3.5	59.8955	9.786	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EX	14.317	3.5	50.1095	10.1185	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EX	11.426	3.5	39.991	10.101	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EX	8.54	3.5	29.89	9.5025	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EX	5.825	3.5	20.3875	8.561	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EX	3.379	3.5	11.8265	6.8495	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EX	1.422	3.5	4.977	4.977	40.8	CV

Sens y-y

Tableau III. 6: Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y

Etage	Diaphragme	Load	UY	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EY	25.743	3.5	90.1005	8.036	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EY	23.447	3.5	82.0645	9.87	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EY	20.627	3.5	72.1945	11.7495	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EY	17.27	3.5	60.445	13.307	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EY	13.468	3.5	47.138	13.8425	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EY	9.513	3.5	33.2955	13.643	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EY	5.615	3.5	19.6525	11.6935	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EY	2.274	3.5	7.959	7.959	40.8	CV

III.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normale dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du second ordre (l'effet P- Δ (figure III.9)) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad (16)$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

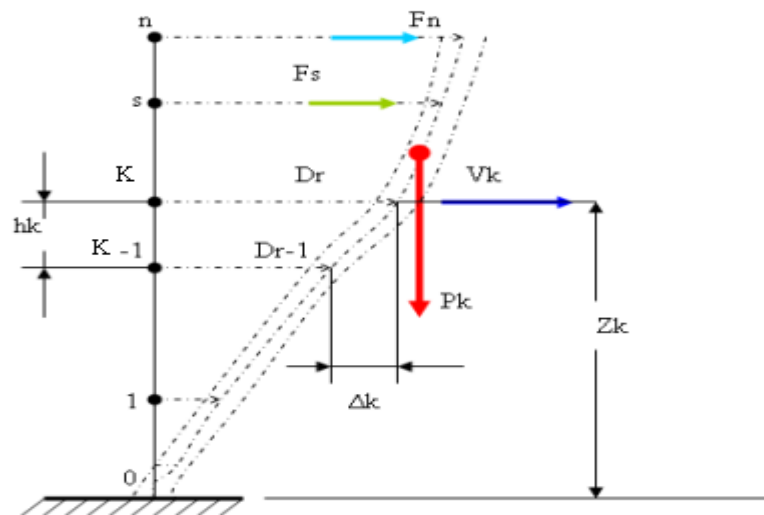
Le poids est déjà calculé dans les paragraphes précédent « résultats déduit par ETABS »

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Les valeurs de l'effort tranchant sont déduites des résultats fournis par l'*ETABS*.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

Ces déplacements sont calculés à chaque niveau d'étage par *ETABS*.



h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Figure III. 6. Evaluation des effets du second ordre

Sens x-x

Tableau III. 7: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens x-x

Etage	Diaphragme	P	Δ_k	V	H	θ	≤ 0.1
ETAGE8	8ET	2675.496	9.2	760.2205	3060	0.01058111	CV
ETAGE7	7ET	2331.271	9.78	1262.031	3060	0.00590391	CV
ETAGE6	6ET	2320.265	10.11	1656.484	3060	0.00462786	CV
ETAGE5	5ET	2320.265	10.1	1978.525	3060	0.00387076	CV
ETAGE4	4ET	2356.996	9.502	2240.301	3060	0.00326698	CV
ETAGE3	3ET	2399.758	8.56	2445.193	3060	0.00274541	CV
ETAGE2	2ET	2399.758	6.84	2593.315	3060	0.00206846	CV
ETAGE1	1ET	3163.043	4.97	2725.432	4080	0.00141373	CV

Sens y-y

Tableau III. 8: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de Sens y-y

Etage	Diaphragme	P	Δk	V	H	θ	≤0.1
Etage 8	8ET	2675.496	8.03	643.5417	3060	0.01090992	CV
Etage 7	7ET	2331.271	9.87	1073.157	3060	0.00700689	CV
Etage 6	6ET	2320.265	11.74	1433.939	3060	0.00620803	CV
Etage 5	5ET	2320.265	13.3	1736.964	3060	0.005806	CV
Etage 4	4ET	2356.996	13.84	1986.943	3060	0.00536523	CV
Etage 3	3ET	2399.758	13.64	2185.145	3060	0.00489531	CV
Etage 2	2ET	2399.758	11.69	2322.973	3060	0.00394654	CV
Etage 1	1ET	3163.043	7.95	2434.417	4080	0.00253173	CV

Vus les résultats obtenus les conditions

$$\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0.1$$

Est satisfaites, d'où les effets du 2^{ème} ordre. (Ou effet P – Δ) peuvent être négligés.

Remarque :

On remarque que les portiques reprennent plus de 25% de l'effort tranchant dans chaque étage.

III.5.6. Vérifications des sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par C.B.A. et dans le but d'éviter ou limite le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3 \quad (15)$$

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant

Tableau III. 9: Vérification des sollicitations normales

Poteaux	N _d (KN)	H _{pot} (mm)	B _{pot} (mm)	B _c (mm ²)	F _{c28} MPa	V	Vérification	Observation
50x50	-1348.58	4080	500	250000	25	0.22	0.3	C.V
45x45	-579.60	3060	450	202500	25	0.11	0.3	C.V

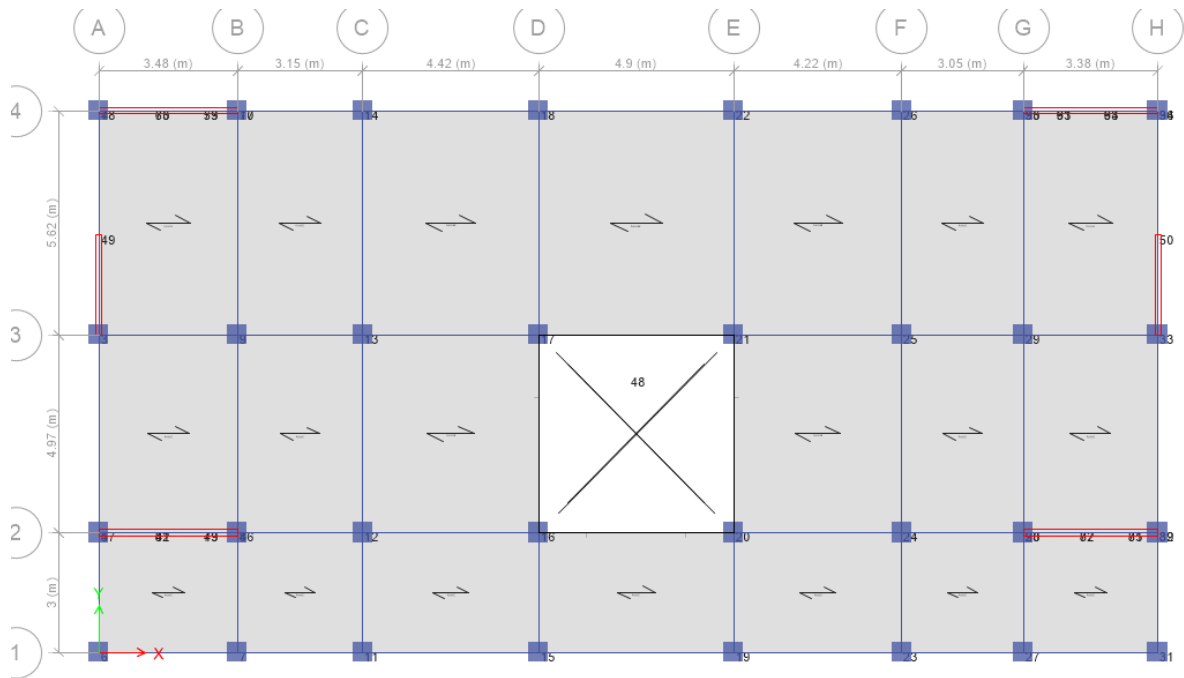


Figure III. 7. Schéma de la disposition des poteaux

III.5.7. Participation des éléments résistants au contreventement :

Puisque on a un contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé il faut faire la Justification vis-à-vis des pourcentages des charges (gravitaires et latérale) reprises par les voiles et les portiques.

➤ **Justification des pourcentages (voiles et portiques) :**

D’après les règles parasismiques algériennes [1] (article.3.4), le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Les vérifications sont regroupées dans les Tableaux ci-dessous.

a) Justification des voiles sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

$$\frac{\sum F_z \text{portiques}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} < 80\%$$

Des charges verticales reprises par les portiques

$$\frac{\sum F_{z\text{voiles}}}{\sum F_{z\text{portiques}} + \sum F_{z\text{voiles}}} \geq 20\%$$

Des charges verticales reprises par les voiles

Tableau III. 10. Vérification d'interaction sous charges verticale

Combinaison	F Globale (kN)	Voiles (kN)	Pourcentage des voiles (%)	Portiques (kN)	Pourcentage des portiques (%)
G+βQ	21609.84	8112.35	37.54	13497.49	62.46

a) Justification des voiles reprendre 100% des charges horizontales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Tableau III. 11. Vérification de l'interaction sous charges horizontale

	Sens-X		Sens-Y	
	Charges reprises	Pourcentages	Charges reprises	Pourcentages
	(kN)	repris (%)	(kN)	repris (%)
Voiles	2320.81	85.15	1706.14	70.09
Portiques	404.62	14.85	728.10	29.91

➤ **Interprétation des résultats :**

Les résultats représentés dans le tableau (III.11) montrent que les voiles reprennent de 37,54% des charges verticales, donc cette condition est vérifiée.

Les résultats montrent que plus de 85.15% au sens X et plus de 70.09% au sens Y de l'effort horizontal est repris par les voiles, donc cette condition n'est pas vérifiée

Pour obtenir 100% des sollicitations dû aux charges horizontales reprendre par les voiles, doivent être placés des appuis sous les poteaux et des encastremets sous les voiles dans la modélisation pour faire le ferrailage des voiles.

Alors on opte pour un système de contreventement de type 2 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé),

III.5.8 Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement : selon [1] article 4.4.1

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$$

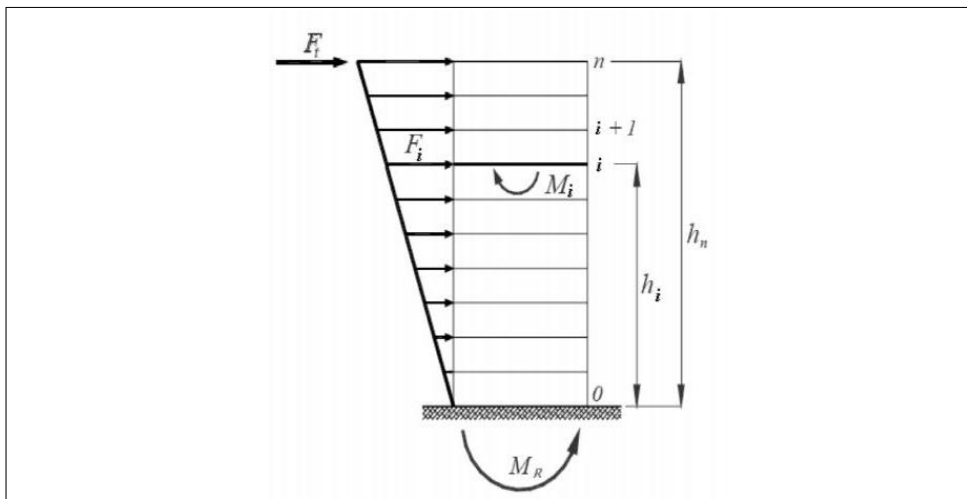


Figure III. 8. Schéma du renversement

Sachant que :

W_i : Poids de chaque niveau

X_i, Y_i Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

Moment résistant (de stabilité)

$$Ms_x = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{x_{gi}} W_i$$

$$Ms_y = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{y_{gi}} W_i$$

f_i : Force sismique pour chaque étage.

Moment de renversement

$$Mr_x = \sum_{i=0}^n Mr_{ix} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$Mr_y = \sum_{i=0}^n Mr_{iy} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

*

Tableau III. 12. Calcul du moment stabilisant

Ms (kN.m)					
Etage	Gx(m)	Gy(m)	Wi(kN)	Wi*Gx	Wi*Gy
Etage8	13.3136	8.2906	2675.496	35620.4816	22181.4659
Etage7	13.3103	8.4293	2331.271	31029.9198	19650.9848
Etage6	13.3107	8.4299	2320.265	30884.3574	19559.6057
Etage5	13.3107	8.4299	2320.265	30884.3574	19559.6057
Etage4	13.3118	8.4262	2356.996	31375.8628	19860.5219
Etage3	13.3132	8.4219	2399.758	31948.4603	20210.5232
Etage2	13.3132	8.4219	2399.758	31948.4603	20210.5232
Etage1	13.3171	6.8385	3163.043	42122.5622	21630.4707
Σ				265814.46	162863.70

Tableau III. 13. Calcul du moment de renversement

Mr (kN.m)					
Etage	Z (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fx* hi	Fy*hi
Etage8	25.5	632.1145	647.3497	16118.9198	16507.4174
Etage7	22.44	428.4025	435.4181	9613.3521	9770.78216
Etage6	19.38	335.6729	359.6152	6505.3408	6969.34258
Etage5	16.32	279.5589	300.5089	4562.40125	4904.30525
Etage4	13.26	227.4373	247.4803	3015.8186	3281.58878
Etage3	10.2	173.5397	196.9783	1770.10494	2009.17866
Etage2	7.14	130.0181	138.7818	928.329234	990.902052
Etage1	4.08	107.914	114.5028	440.28912	467.171424
Σ				42954.5558	44900.6883

Tableau III. 14. Vérification du renversement

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	265814.46	42954.55	6.19	Vérifiée
Suivant Y-Y	162863.70	44900.68	3.63	Vérifiée

Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Alors, le choix du coefficient de comportement global (système 2) qui correspond à $R=3.5$ de la structure est justifié
- L'analyse des résultats obtenus à partir des tableaux et avec l'illustration par les figures précédentes permet de relever les points suivants :
- Le spectre de réponse de la structure introduit au logiciel d'étude ETABS joue un rôle majeur dans la vérification de la l'influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique de la structure.
 - La force sismique a la base des voiles est vérifier avec l'effort dynamique dans les deux sens considérés x-x et y-y, selon la [1].
 - La réponse de structures en déplacement relatif inter-étages est au-dessous de limites préconisée selon la [1] pour les deux directions x-x et y-y.
 - L'étude de notre bâtiment est répond au critère de l' effets de la torsion accidentelle.
 - la réponse de la structure en termes de justification vis à vis de l'effet P- Δ ne dépasse pas la limite admissible préconisée par la méthodologie de notre règlement algérien, la [1].

Chapitre IV :Ferrailages des Eléments Structuraux

IV.1. Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS (version 16.)** :

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

IV.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normale « N » par rapport aux axes de symétrie, et un moment fléchissant « M » dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- 1- Section entièrement tendue SET.
- 2- Section entièrement comprimée SEC.
- 3- Section partiellement comprimée SPC.

IV.2.1. Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\% \text{ (Zone courante) } \dots\dots\dots [1]$$

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement) } \dots\dots\dots [1]$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de couvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right) \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

He : la hauteur d'étage

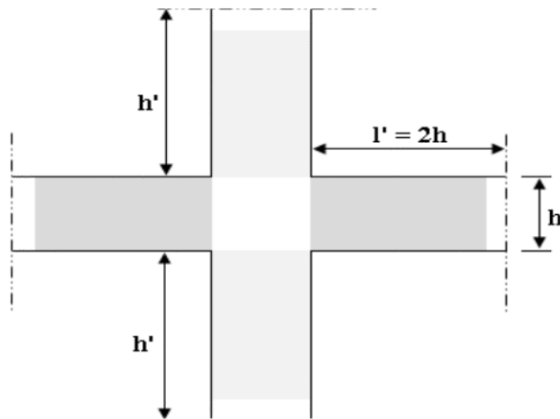


Figure IV. 1. Zone nodale.

IV.2.1.1. Calcul de contrainte de cisaillement

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \tag{3}$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur des poteaux.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

IV.2.1.2 Contrainte tangente admissible $\bar{\tau}_u$

La contrainte tangente limite $\bar{\tau}_u$ a pour valeur :

Selon [3] :

Armature droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma} ; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4.32 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Situation accidentale} \end{cases} \tag{4}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma} ; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Situation accidentale} \end{cases} \tag{5}$$

Selon [2] :

$$\tau_{bu} = \rho_a f_{c28} \tag{6}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad (7)$$

IV.2.1.3. Elancement λ

Pour une section rectangulaire de hauteur :

$$h \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{cases} \quad (8)$$

IV.2.1.4. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_l \quad (9)$$

\emptyset_l : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

IV.2.1.5. Situation durable

Tableau. IV. 1. Situation durable

Béton	$\gamma_b=1,5$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,15$	Nuance FeE400	$\sigma_s=348\text{MPa}$

IV.2.1.6. Situation accidentelle

Tableau. IV. 2. Situation accidentelle

Béton	$\gamma_b=1,15$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,00$	Nuance FeE400	$\sigma_s=400\text{MPa}$

IV.2.1.7 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon [3] article B.8.2.1.1.

E.L.U : Situation durable..... 1.35 G + 1.5 Q

E.L.S : Situation durable..... G + Q

- Selon [1] article 5.2.

Situation accidentelle G + Q ± E

Situation accidentelle.....0.8G ± E

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

IV.2.2. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- a. $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- b. $N^{\min}, M^{\text{corr}}$
- c. $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

Situation durable :

- a. $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau. IV. 3 Ferrailages des poteaux situation la plus défavorable (durable ou accidentel).

Etage	Section (cm ²)	COMB	N ^{max} (KN)	M ^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{RPA} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	50×50	ELU	1732.04	10.06	SEC	0	0	22.5
4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	45×45	ELU	781.87	29.44	SEC	0	0	18.22

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau. IV. 4. Ferrailages des poteaux situation la plus défavorable (durable ou accidentel).

Etage	Section (cm ²)	COMB	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)
RDC - >3 ^{eme}	50×50	0.8G+E _Y	-26.76	58.53	SPC	0	3.59	22.5
4 ^{eme} ->7 ^{eme}	45×45	0.8G+E _X	29.18	57.31	SPC	0	2.78	18.22

c. (M^{\max} , N^{corr})

Tableau. IV. 5. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Section (cm ²)	COMB	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)
RDC ->3 ^{eme}	50×50	0.8G+E _Y	678.42	127.11	SEC	0	0	22.5
4 ^{eme} ->7 ^{eme}	45×45	ELU	167.01	83.5	SPC	0	3.72	18.22

IV.2.3. Choix des armatures

Le choix final est représenté dans le tableau suivant

Tableau. IV. 6. Choix des armatures des poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{\max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{\max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
4 ^{eme} ->7 ^{eme}	45×45	3.72	18.22	60.75	121.5	12T14	18.47
RDC ->3 ^{eme}	50×50	3.59	22,5	75	150	12T16	24.13

Avec :

A_s^{cal} : La section d'armatures calculée pour chaque face du poteau.

A_s^{\min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau

A_s^{\max} : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

IV.2.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissibles sont données par :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier**

Fissuration peu nuisible..... Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{3} f_e; 110 \eta)$

Avec :

$\eta = 1.6$: pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $N^{\text{ser}}_{\text{min}}$; $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$

Tableau. IV. 7. Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	Mser (kN.m)	Nser (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
4eme->7eme	45 × 45	27.33	269.85	SEC	5.51	201.6	3.2	15	CV
RDC ->3eme	50 × 50	3.95	50.22	SEC	0.59	201.6	0.39	15	CV

b. M_{ser}^{cor} ; N_{ser}^{max}

Tableau. IV. 8. Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
4 ^{eme} - > 7 ^{eme}	45 × 45	21.3	570.44	SEC	201.6	23.6	15	3.58	CV
RDC - > 3 ^{eme}	50 × 50	19.29	1262.59	SEC	201.6	67.8	15	6.22	CV

c. M_{ser}^{max} ; N_{ser}^{cor}

Tableau. IV. 9. Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
4 ^{eme} - > 7 ^{eme}	45 × 45	61.03	122.28	SPC	201.6	119.2	15	5.04	CV
RDC - > 3 ^{eme}	50 × 50	32.78	376.49	SEC	201.6	4.56	15	2.52	CV

IV.2.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

IV.2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon la [3] : article A 5.1.2.1.1.

$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon la [1] : article 7.4.3.2.

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\rho_d = 0.075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0.040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \leq 5$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3.46 \frac{l_f}{h}$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau

l_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	Vérification
4 ^{eme} - > 7 ^{eme}	45x45	63.91	0,35	13.77	0,075	1,875	2,5	CV
RDC - > 3 ^{eme}	50x50	67.19	0.29	17.34	0,075	1,875	2,5	CV

IV.2.5.2. Ferrailage transversal des poteaux

- Selon [1] article 7.4.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9 d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 MPa) \end{array} \right.$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'E.L. U

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{Espacement géométrique.}$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3 \% & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 3 \\ \text{Interpolation} & \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400$ MPa (FeE 400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacement maximums des poteaux :

Tableau. IV. 11. Espacements maximaux selon [1]

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	45×45	12T14	12	10	15
RDC -> 3 ^{eme}	50×50	12T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 12. Choix des armatures transversales pour les poteaux

Etage Section (cm ²)	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	45×45	1.79	3.97	3.75	63.91	N	10	1,33	4T8	2,01
						C	15	1,99	4T8	2,01
RDC -> 3 ^{eme}	50×50	2.50	5	2.5	67.19	N	10	0,83	4T8	2,01
						C	15	1.25	4T8	2,01

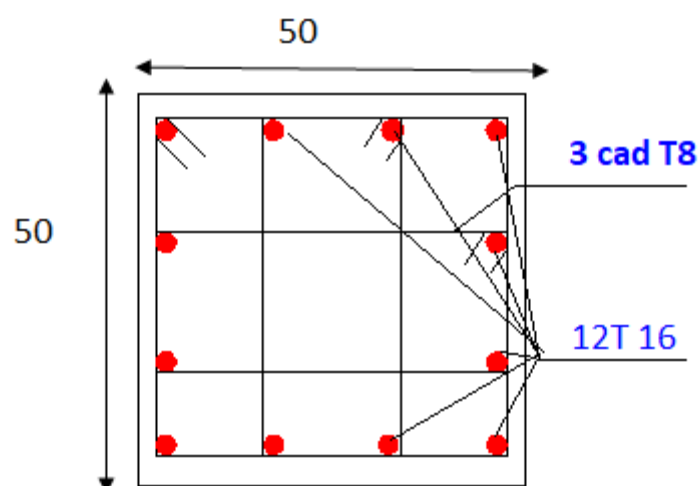
IV.2.6. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\phi_l$ en zone III, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 13. La longueur de recouvrement

Les barres	T14	T16
Le choix (mm)	700	800



**Figure IV. 2. Ferrailage des poteaux de RDC, 1^{er} Etage, 2^{ème} Etage
Et 3^{ème} Etage .**

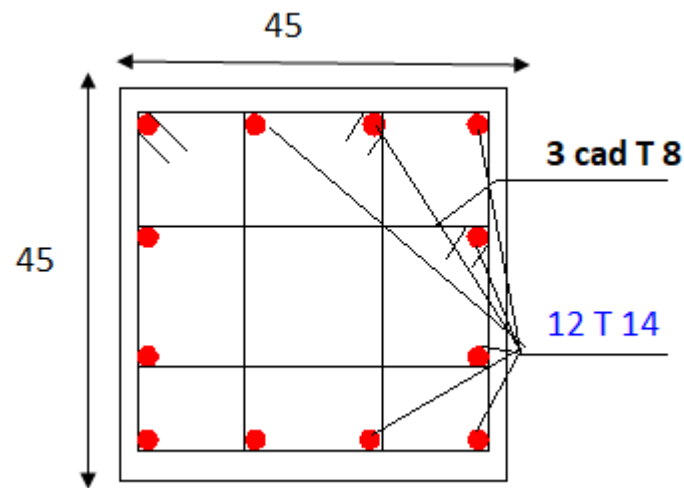


Figure IV. 3. Ferraillage des poteaux de 4^{ème}, 5^{ème},
6^{ème} et 7^{ème}

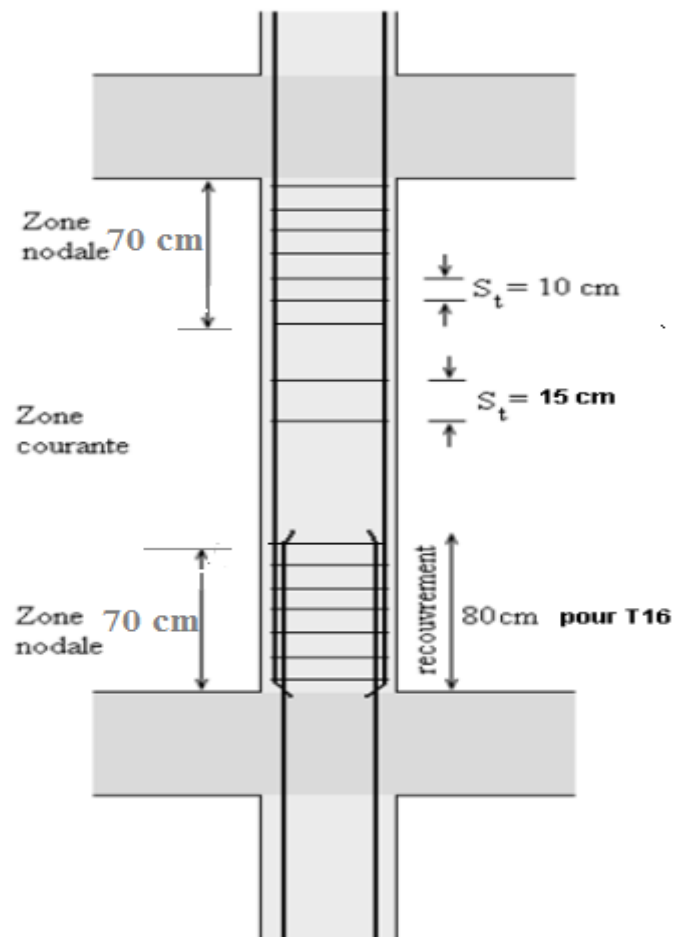


Figure IV. 4. Disposition constructive

IV.3. Ferrailage des poutres

IV.3.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

IV.3.2. Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✓ Combinaisons exigées par la [1]

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q

✓ Combinaisons exigées par la [2]

- 0.8 G ± E
- G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

IV.3.3. Recommandations des règlements

-Selon [1] article 7.5.2.1

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (**zone III**).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: A_t = 0.003 S_t . b

b: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (Zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

✓ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400; $\sigma_s = 348$ MPa.

✓ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,00$; FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa.

IV.3.4. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre portée).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

IV.3.4.1. Sens porteuses

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau. IV. 14. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	30×50	Travée	70.0849	4.68	0	7,50
		Appui	-96.0049	6.53	0	7,50
4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	30×50	Travée	86.53	5.85	0	7,50
		Appui	-106.43	7.3	0	7,50

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau. IV. 15. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	30×50	Travée	50.87	2.9	0	7,50
		Appui	-79.11	4.57	0	7,50
4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	30×50	Travée	63.4	3.63	0	7,50
		Appui	-85.67	4.96	0	7,50

c. Situation accidentelle N° 02 : 0.8G±E

Tableau. IV. 16. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	30×50	Travée	110.83	6.51	0	7,50
		Appui	-149.05	8.94	0	7,50
4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	30×50	Travée	85.98	4.98	0	7,50
		Appui	-125.85	7.45	0	7,50

IV.3.4.2. Sens portées

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau. IV. 17. Ferrailage des poutres portées (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	30×40	Travée	17.29	1.45	0	6
		Appui	-21.96	1.84	0	6
4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	30×40	Travée	22.59	1.9	0	6
		Appui	-27.86	2.36	0	6

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau. IV. 18. Ferrailage des poutres portées (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	30×40	Travée	79.75	6.09	0	6
		Appui	-87.52	6.73	0	6
4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	30×40	Travée	79.96	6.11	0	6
		Appui	-88.82	6.84	0	6

c. Situation accidentelle N° 02 : 0.8G±E

Tableau. IV. 19. Ferrailage des poutres portées (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPAs} ^{min} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	30×40	Travée	76.86	5.85	0	6
		Appui	-84.31	6.47	0	6
4 ^{eme} ->7 ^{eme}	30×40	Travée	76.18	5.8	0	6
		Appui	-85.21	6.54	0	6

IV.3.5. Choix des armatures

IV.3.5.1. Sens porteur

Tableau. IV. 20. Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPAs} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des Armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	7.5	5.85	2T12+3T14	6.88
		Appui				7.3	5T12+3T14	10.27
4 ^{eme} ->7 ^{eme}	30×50	Travée	60	90	7.5	3.63	2T12+3T14	6.88
		Appui				4.96	5T12+3T14	10.27

IV.3.5.2. Sens portées

Tableau. IV. 21. Choix des armatures pour les poutres portées

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPAs} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC -> 3 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	0.96	3T12	3.39
		Appui				5.9	3T12+3T12	6.79
4 ^{eme} ->7 ^{eme}	30×40	Travée	48	72	6	0.98	3T12	3.39
		Appui				6.76	3T12+3T12	6.79

IV.3.6. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau. IV. 22. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(choisi)}^{min}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
P.P (30×50)	6.88	1.63	OK
P.N.P (30×40)	3.39	1.30	OK

IV.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

IV.3.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau. IV. 23. Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC - >3 ^{eme}	PP=30×50	85.72	0.63	3,75	OK
	PS=30×40	69.25	0.64	3,75	OK
4 ^{eme} ->7 ^{em}	PP=30×50	74.55	0.55	3,75	OK
	PS=30×40	68.48	0.63	3,75	OK

IV.3.7.1.1 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_c=400\text{MPa}$).

a. Selon la [3] article A.5.1.2.2 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage})$$

b. Selon la [1] article 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,71\text{cm}$$

On prend : $\varnothing_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 24. Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (KN)	τ _u (MPa)	[2]	[1]		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	85.72	0.63	45	12.5	25	10	15	1.12	4T8
Portées	69.25	0.64	36	10	20	10	15	0.9	4T8

IV.3.7.1.2. Recouvrement des armatures longitudinales Selon la [1] article 7.5.2.1

L_r=50∅ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a:

-∅=16mm..... L_r=800mm

-∅=14mm..... L_r=700mm

IV.3.8. Vérification vis-à-vis de L'ELS

Le règlement [3] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E. \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E. \alpha. \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20^\circ\text{C}$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164,20\text{MPa}$).

Donc : $\sigma=32164,20.10^{-5}.20=6,43\text{MPa}$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa} \end{cases}$$

IV.3.8.1. Sens porteur : (30×50)

a. Combinaison G+Q

Tableau. IV. 25. Vérification des poutres porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s + \sigma$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC - > 3 ^{eme}	30×50	Travée	16.68	1.91	15	60.4	201.6	CV
		Appui	-23.31	2.33		57.5		CV
4 ^{eme} - > 7 ^{eme}	30×50	Travée	63.29	6.87	15	198.2	201.6	CV
		Appui	-77.88	7.78		192.7		CV

IV.3.8.2. Sens portées : (30×40)

a. Combinaison G+Q

Tableau. IV. 26. Vérification des poutres non porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC - > 3 ^{eme}	30×40	Travée	2.48	0.53	15	22.3	201.6	CV
		Appui	-10.91	1.81		50.5		CV
4 ^{eme} - > 7 ^{eme}	30×40	Travée	3.28	0.7	15	29.5	201.6	CV
		Appui	-14.89	2.48		69		CV

IV.3.8.3 Vérification de la flèche

On doit vérifier que

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion ($I_b = \frac{bh^3}{12}$)

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé ($E_{vj}=10721,40\text{MPa}$).

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

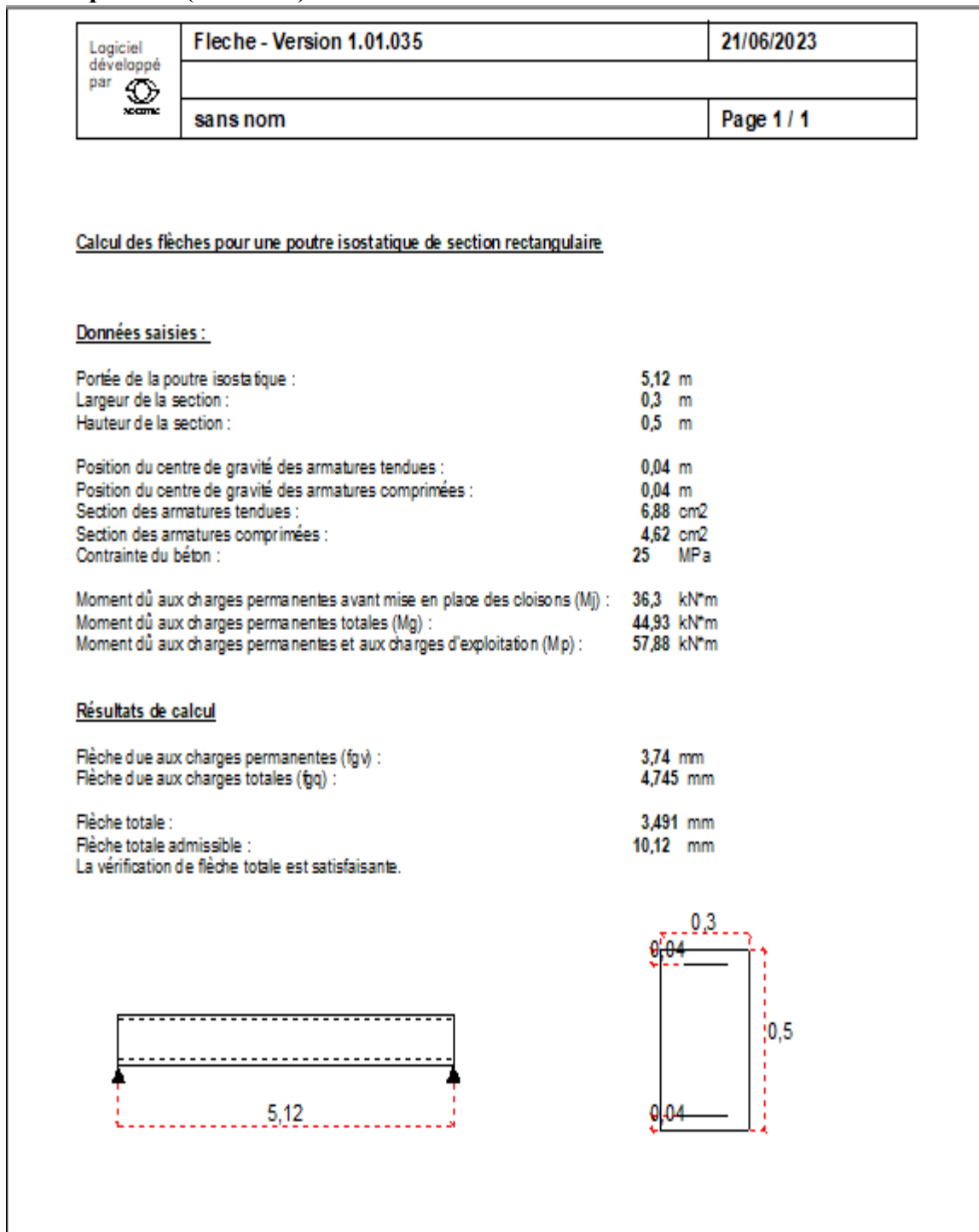
1- Sens porteur (L=5.12m)

Figure IV. 5: Vérification de la flèche (Sens Porteur)

IV.3.8.4. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :

$$L = \text{Max} (L_{gauche} ; L_{droite})$$

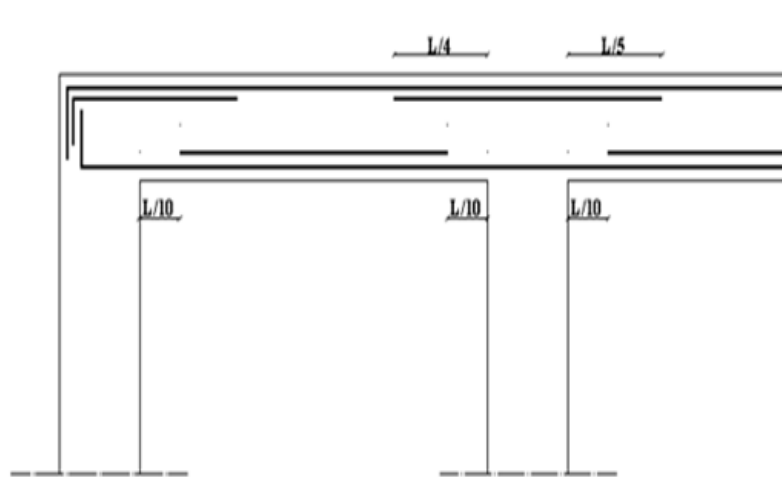


Figure IV. 6. Arrêt des barres.

IV.3.9 Schéma de ferrailage des poutres

1-Poutres porteuses

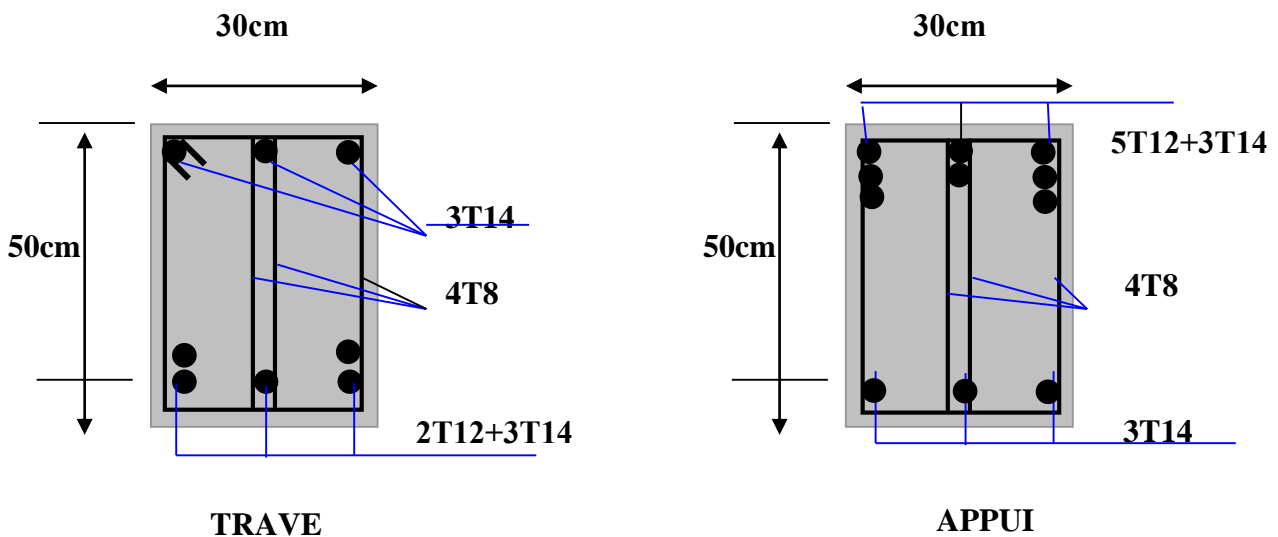


Figure IV. 7. Ferrailage des poutres porteuses

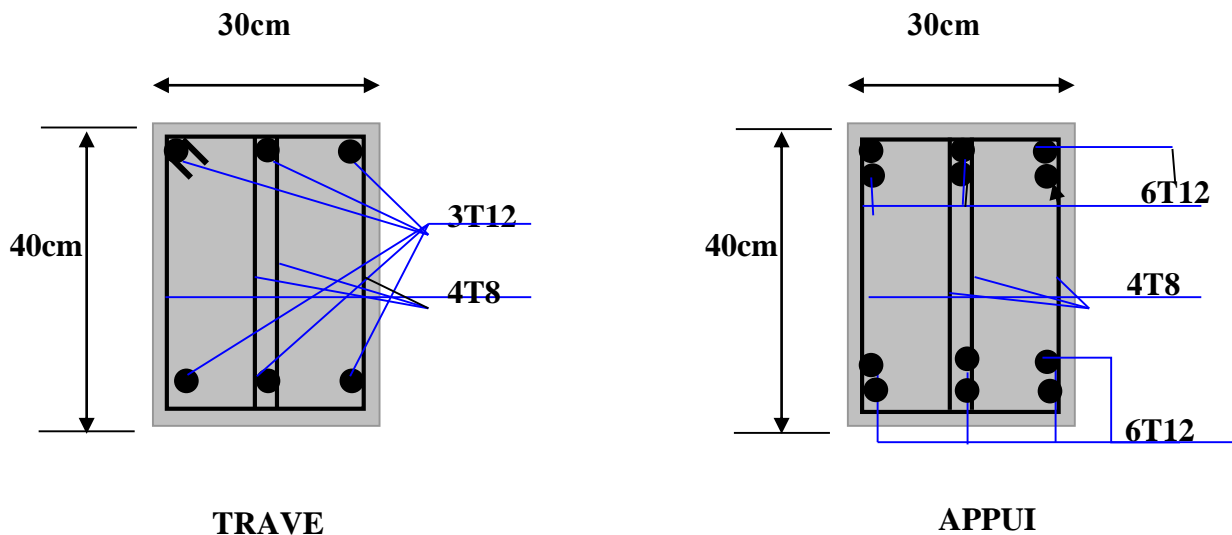


Figure IV. 8. Ferrailage des poutres portées

IV.4. Ferrailage des voiles

IV.4.1. Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement [1].

- **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ

- **L'espacement**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré,

le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

IV.4.2. Méthode de ferrailage des voiles

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliquer.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

1^{ere}cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0$la section du voile est entièrement comprimé, la zone courant est armées par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min}=0,2\%a.l$)

2^{eme}cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0$la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_V = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_V avec la section minimale exigée par [1] :

- Si $A_V \leq A_{\min} = 0,20\%a$. L'on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_V > A_{\min} = 0,20\%a$. L'on ferraille avec A_{IV} .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales est suivant :

$$A_h = 0,15\% . a.100 (1ml)$$

3^{eme}cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

▪ Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après ([1] **articles 7.7.2**)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a b} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1.4 T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.



Le pourcentage minimal total des armatures données par [1] :

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.15\%a. 1m$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.25\%a. 1m$$

▪ **L'espacement** : d'après la [1] $S \leq (1,5a ; 30\text{cm})$

-Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- 40ϕ  les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaire en face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

IV.4.3. Ferraillage des voiles sous (0,8G ± E)

IV.4.3.1. Premier type

-Forme voile en L

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec : A = 0,55m²

V = 0.93m

V' = 1,57 m

I = 0.3183m⁴

N = -130.23KN

M = 2459.69 KN.m

T = 635.21KN

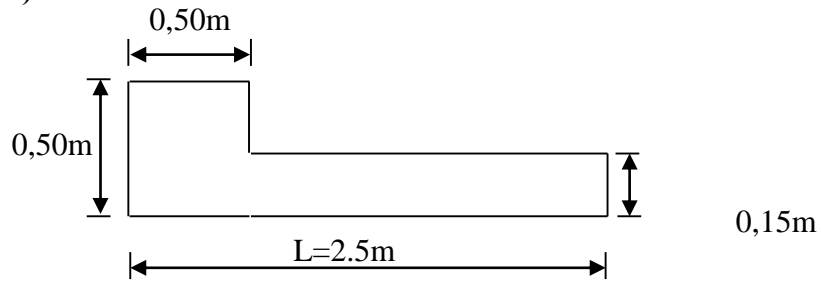


Figure IV. 9 : Vue en plan du voile plein en L

▪ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{-130.23}{0.55} - \frac{2459.69 \times 0.93}{0.318} \right] \cdot 10^{-3} = -7.43MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{-130.23}{0.55} + \frac{2459.69 \times 1.57}{0.318} \right] \cdot 10^{-3} = 11.89MPa$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent ➡ donc la section est partiellement comprimée.

$\sigma_1 = 11,89MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa$c IV.

▪ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{7.43}{7.43 + 11.89} \times 2,5$$

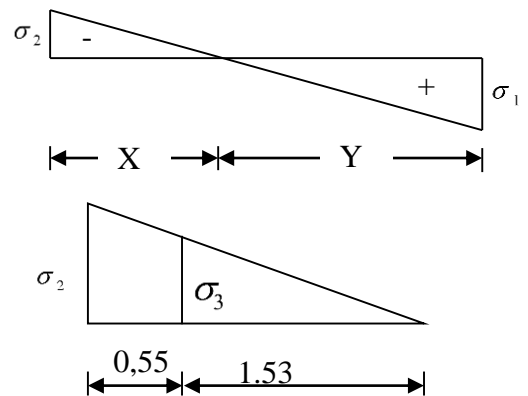
X = 0.96m

Y = L - X = 2.5 - 0.96 = 1.53 m

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



- **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1(X - b)}{X} = \frac{-7.43 \times (0.96 - 0.50)}{0.96} = -3,56 \text{MPa}$$

- **Détermination des armatures verticales**

✓ **Tronçon AB**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{7.43 + 3.56}{2} \right) \cdot 0,5 \times 0,5 \times 10^3 = 1373.75 \text{KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1373.75 \times 10}{400} = 34,34 \text{cm}^2$$

✓ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 3.56 \times (0.96 - 0.50) \times 0,15 \times 10^3 = 122,82 \text{KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{122,82 \times 10}{400} = 3,07 \text{cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 34.34 + 3.07$$

$$A_t = 37.41 \text{cm}^2$$

- **Calcul de A_{Vj}**

On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{v}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot v}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 635.21 \times 10}{400} \times \frac{0.96}{2.5} = 9.39 \text{cm}^2$$

- **Section totale d'armature** $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 37.41 + 9.39 = 46,8 \text{cm}^2$

D'après le [1]

$$A_{Total} = 46.8 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu}$$

$$A_{min} = 0,2\% \times 0,15 \times 1.6 \times 10^4 = 4,8 \text{cm}^2$$

$$A_{Total} = 46.8 \text{cm}^2 > A_{min} = 4.8 \text{cm}^2 \dots \text{CV}$$

▪ **Détermination des armatures horizontales**

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0.d} = \frac{1.4.V}{a.0.9L} = \frac{1.4 \times 635.21 \times 10}{15 \times 0.9 \times 250} = 2,63MPa$$

$$\tau_b = 2,63MPa < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa \dots\dots\dots CIV.$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2**

$$\tau_b = 2,63MPa > \bar{\tau}_b = 0,025f_{c28} = 0,625MPa$$

$$A_h \geq 0.25\% . a . 1m = 0.25\% \times 20 \times 100 = 3.75cm^2$$

On prend : $A_h = 2(5T8) = 5,03cm^2$ $S_h = 20cm$

▪ **L'espace**

$$St \leq \min (1,5a ; 30cm) = 22.5cm$$

▪ **Choix d'armature**

♦ **Le poteau on prend** $A_p = 12T20 = 37.70cm^2$.

♦ **La zone voile** $\begin{cases} Av_{poteau} = 2(3T16) = 12.06cm^2 (Sv = 15cm) \\ Av_{extrimité} = 2(10T16) = 40.21cm^2 (Sv = 15cm) \end{cases}$

♦ **La zone courante** $A_c = 2(1T16) = 4.02cm^2$. $S_c = 15cm$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,15 \times (1.6 - 1.54) \times 10^4 = 0.61cm^2$$

IV.4.4 Caractéristiques et ferraillage des voiles

IV.4.4.1. Caractéristiques et efforts

a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau. IV. 27. Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC,3etage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{X3}	1.39	0,38	0,057	0,49	0,9	308.38	-225.59	231	SPC
V _{X4}	1.39	0,38	0,057	0,49	0,9	311.42	16.65	231.18	SPC
V _{X5}	1.39	0,38	0,057	0,49	0,9	314.47	-176.90	239.72	SPC
V _{X6}	1.39	0,38	0,057	0,49	0,9	321.18	-147.24	258.03	SPC

Tableau. IV. 28. Caractéristique des voiles du sens x-x (4,7etage)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{X3}	1.39	0,38	0,057	0,49	0,9	32.62	-105.92	51.56	SPC
V _{X4}	1.39	0,38	0,057	0,49	0,9	26.82	18.65	39.33	SPC
V _{X5}	1.39	0,38	0,057	0,49	0,9	28.90	-79.64	49.94	SPC
V _{X6}	1.39	0,38	0,057	0,49	0,9	46.86	-72.38	58.69	SPC

b) Sens transversal : (y-y)**Tableau. IV. 29. Caractéristique des voiles du sens y-y(RDC,3etage)**

Voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,55	0,318	0,93	1,57	2459.69	-130.23	635.21	SPC
V _{y2}	2.5	0,55	0,318	0,93	1,57	2445.51	-128.69	633.21	SPC

Tableau. IV. 30. Caractéristique des voiles du sens y-y (4,7etage)

Voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
V _{y1}	2,5	0,55	0,318	0,93	1,57	416.30	92.05	339.48	SPC
V _{y2}	2.5	0,55	0,318	0,93	1,57	413.39	92.82	336.72	SPC

2) Ferrailages des voiles**Tableau. IV. 31. les contraintes (RDC,3etage)**

Voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V _{X3}	-3.2	4.22	-0.48	0.59	0.8	460	3.24	11.5	0.081	3.77
V _{Y1}	-7.43	11.89	-3.56	0.96	1.53	1373.7	122.82	34.34	3.07	9.39

Tableau. IV. 32. Choix d'armature du voile le plus solliciter (RDC,3etage)

Voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone poteaux	Choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V _{X3}	15.35	1.77	12T16	2T16 Esp 15cm	2T16 Esp 15cm	2T16 Esp 15cm
V _{Y1}	37,41	4.8	12T20	2T16 Esp 15cm	2T16 Esp 15cm	2T16 Esp 15cm

Tableau. IV. 33. Les contraintes (4,7etage)

Voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
V _{X6}	-0.58	0.54	-0.17	0.72	0.67	75.94	3.44	1.89	0.08	1.17
V _{Y1}	-1.05	2.22	-0.46	0.8	1.7	152.8	11.81	3.82	0.29	4.18

Tableau. IV. 34. Choix d'armature du voile le plus sollicité (4,7etage)

Voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		Zone courante
				Zone voile		
				Zone voile	Extrémité	
V _{X6}	3.74	2.16	12T14	2T14 Esp 20cm	2(2T14) Esp 20cm	2(2T14) Esp 20cm
V _{Y1}	8.29	2.4	12T14	2T14 Esp 20cm	2(2T14) Esp 20cm	2(2T14) Esp 20cm

IV.4.5 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

b_0 : Épaisseur du voile

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$

h : hauteur totale (largeur) de la section brute

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau. IV. 35: Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	Niveaux	T (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}$
V _{X3} et V _{X6} en L	RDC -> 3 ^{eme}	231	1.23	5	Vérifié
	4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	58.69	0.31	5	Vérifié

Sens Y-Y :

Tableau. IV. 36: Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	Niveaux	T (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}$
V_{y1} en L	RDC -> 3 ^{eme}	635.21	1.88	5	Vérifié
	4 ^{eme} -> 7 ^{eme}	339.48	1.01	5	Vérifié

e)- Schéma du ferrailage

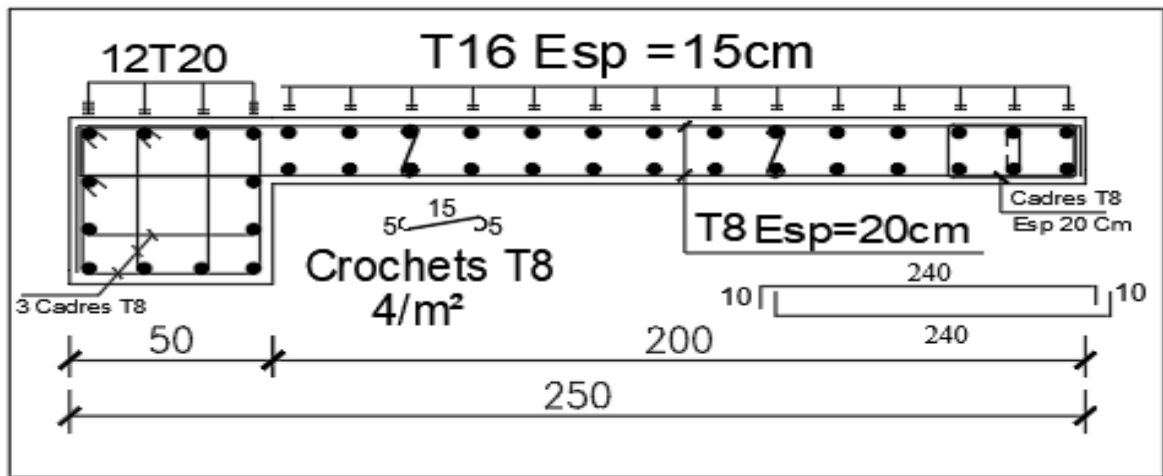


Figure IV. 10: Schéma de ferrailage du voile forme L.

V.4.7. Ferrailage des linteaux :

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastés dans les trumeaux,

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V , les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple,

- La méthode de ferrailage décrite ci-dessous est proposée dans le **RPA 99 modifié en 2003**,
- Le **RPA 99 modifié en 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$

$$\text{Avec : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \text{ et } \bar{V} = 1.4 V_u^{cal}$$

$$\text{Ou bien : } \tau_b = 1.4 \tau_u^{cal}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

D : Hauteur utile est de $0.9h$

h : Hauteur totale de la section brute.

Premier Cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a.1. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$ Où :

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant

$$(\bar{V} = 1,4 V_u^{cal})$$

a.2. Aciers transversaux : Deux cas se présentent :

- Premier sous cas : $I (\lambda_{eg} = \frac{l}{h} > 1)$

$$\text{Nous avons : } S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales. $Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée

l : Représente la portée du linteau ;

- Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_{cg} \leq 1$)

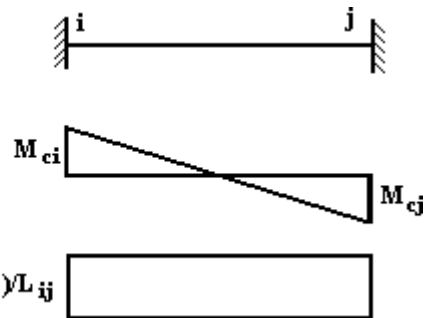
On doit avoir : $V = \text{Min} (V_1, V_2)$

Avec :

$$V_2 = 2 \frac{V^{cal}}{M_{ci}^u + M_{cj}^u}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci}^u + M_{cj}^u}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'a' à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $Où : Z = 2 d'$



a. Deuxième Cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement,

Le calcul d' A_D se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec : $\tan \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ (Voir figure).

Et : $V = V_u^{cal}$ (Sans majoration). $(\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{S_{lx}} = S'_{lx})$

Ferraillage Minimal :

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

1. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$(A_l, A'_l) \geq 0.0015 b h$ (0.15%) (Avec A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur)

2. Armatures Transversales A_t :

- Si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0015 b S$
 - Si $\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0025 b S$
- $$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espace des cadres})$$

3. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.2%

C'est-à-dire $A_c \geq 0.002 bh$ (en deux nappes)

4. Armature Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0.0015 b h$

Exemple De Calcul : Soit le linteau suivant

$h = 1.66\text{m}$; $l = 1.2\text{m}$; $b = 0.15\text{m}$;

- $\tau_b = 3.46 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > \bar{\tau}_b$
- $0.06 f_{c28} = \tau'_b = 1.5 \text{ MPa}$
- $\tau_b > 0.06 f_{c28} \Rightarrow$ On est dans le cas N°2

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$A_l = A'_l \geq 0.0015 \cdot (0.15) \cdot (1.66) \cdot 10^4 = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 2\text{T16} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq (0.002) \cdot (0.15) \cdot (1.66) \cdot 10^4 = 4.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 6\text{T12} = 6.79 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \quad (\text{soit 3 barres /nappe})$$

$$0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \text{Donc :}$$

$$A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot S = (0.0025) \cdot (0.15) \cdot (0.42) \cdot 10^4 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Car: } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 42 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } A_t = 6\text{T8} = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{h}{4} = 42 \text{ cm or } S_t = 20 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec } \sin \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{166 - 2(3)}{120} = 1.33 \Rightarrow \alpha = 53.13^\circ$$

$$A_D = \frac{(2.22)(0.15)(1.66)}{(2)(4004)\sin(53.13)} = 8.67 \text{ cm}^2$$

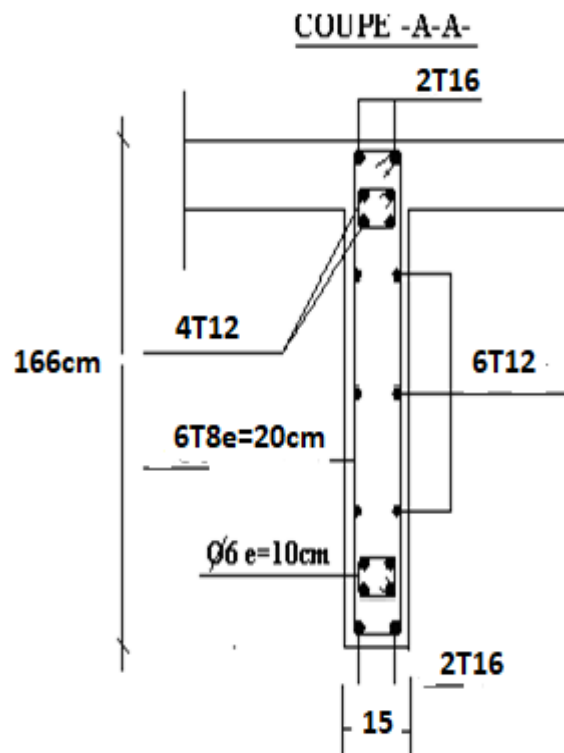
$$\text{Soit : } \mathbf{AD = 2 \times 4T12 = 9.05 \text{ cm}^2}$$

$$A_D \geq 0.0015 b h = 3.730 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifié)

- Longueur d'ancrage :

$$L \geq \frac{n}{4} + 50\phi = \frac{166}{4} + 50(1.2) = 101.5 \rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$$



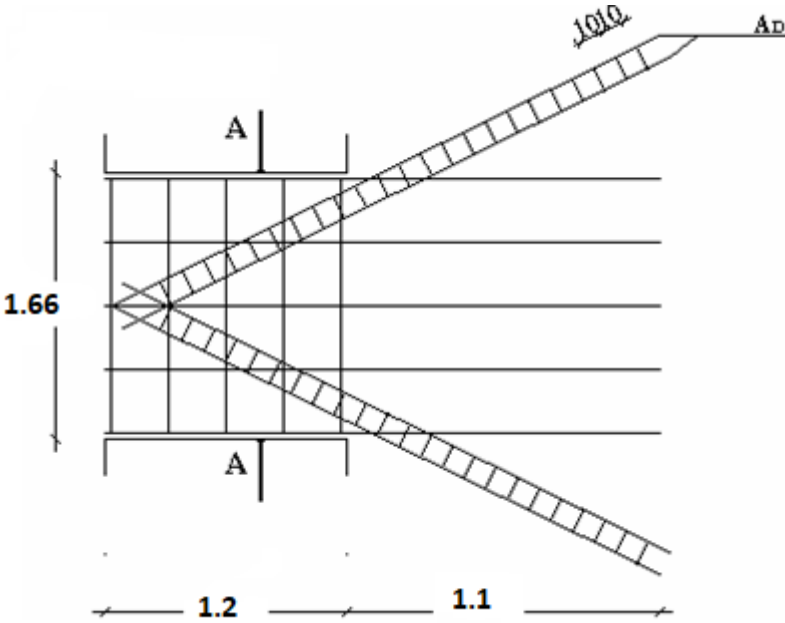


Figure IV. 11.Ferraillage des linteaux

Chapitre V: Etude des Fondations

V.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel elles transmettent toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

- Fondations superficielles :
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
- Radier général.
- Fondations semi profonde.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

V.1.1. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans les plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

V.2. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol d'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix des fondations par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (1)$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol ;

S : Surface de la fondation ;

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1. Effort normal appliqué sur les fondations

poteaux	N (KN)	Poteaux	N (KN)	Poteaux	N (KN)
C1	964.1055	C13	1536.141	C25	1485.442
C2	561.4589	C14	929.9924	C26	899.6527
C3	586.2591	C15	99.65593	C27	75.04288
C4	57.23399	C16	810.6476	C28	608.1149
C5	76.52304	C17	1555.168	C29	1270.343
C6	639.0535	C18	1144.183	C30	597.8083
C7	1305.876	C19	98.14651	C31	56.79432
C8	614.8669	C20	792.4117	C32	600.9254
C9	86.57352	C21	1522.755	C33	951.0159
C10	888.2167	C22	1123.667	C34	570.8076
C11	964.1055	C23	84.16738		
C12	561.4589	C24	855.1659		

V.2.1. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = A^2$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right] \text{ avec } A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar.}$$

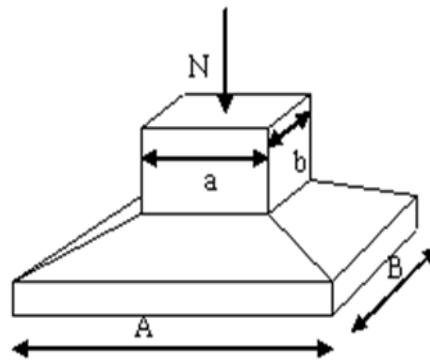


Figure V. 1. Dimensions de la semelle isolée.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2. Sections des semelles isolées

Poteaux	N (KN)	S (m²)	A (m)	A^{choisie} (m)	Poteaux	N (KN)	S (m²)	A (m)	A^{choisie} (m)
3	964.11	6.43	2.54	2.60	11	86.57	0.58	0.76	1.00
9	1305.9	8.71	2.95	3.0	12	888.22	5.92	2.43	2.5
13	1536.14	10.24	3.20	3.25	13	1536.14	10.24	3.20	3.3
17	1555.17	10.37	3.22	3.3	14	929.99	6.20	2.49	2.5
21	1522.76	10.15	3.19	3.2					
25	1485.44	9.90	3.15	3.2					
29	1270.34	8.47	2.91	3.0					
33	951.02	6.34	2.52	2.60					

V.2.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Avec :

L_{\min} : est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Donc :

$$1,5 \times B = 4,8 \text{ m} > L_{\min} = 4,42 \text{ m} \dots \dots \dots (\text{C.N.V})$$

Alors :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

V.2.2. Semelles filantes

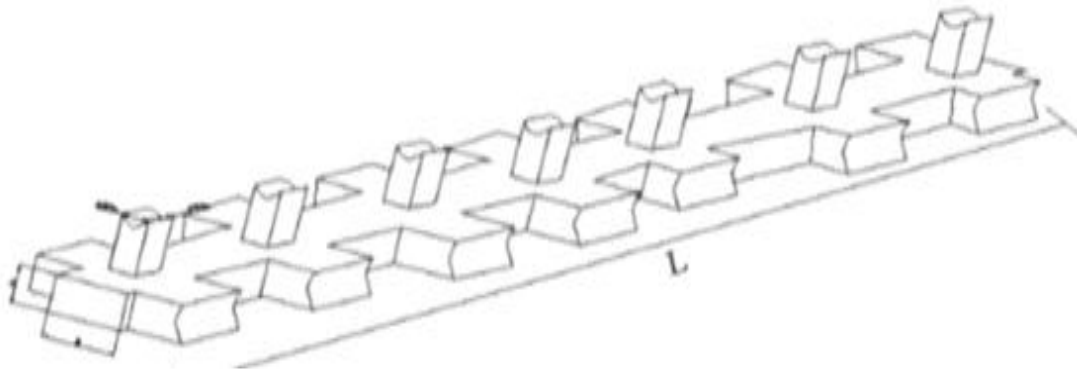


Figure V. 2. Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}} \quad (2)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V. 3 : Sections des semelles filantes.

Sens		N	σ_s	L	B	S_s	B choisie	S_s Choisie	S_B
y-y	A	2690.534	1.5	14.80	1.21	17.93689	1.3	19.24	361.76
	B	2708.288	1.5	14.80	1.22	18.05526	1.3	19.24	
	C	3753.735	1.5	14.80	1.69	25.0249	1.8	26.64	
	D	3937.805	1.5	14.80	1.77	26.25204	1.8	26.64	
	E	3858.524	1.5	14.80	1.74	25.72349	1.8	26.64	
	F	3626.648	1.5	14.80	1.63	24.17766	1.7	25.16	
	G	2625.94	1.5	14.80	1.18	17.50627	1.3	19.24	
	H	2711.742	1.5	14.80	1.22	18.07828	1.3	19.24	

V.2.2.1. Vérification

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\% \quad (3)$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{182.04}{361.76} \geq 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, donc on a opté pour un radier général comme type de fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution.

Alors:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de radier général.

V.2.3. Radier générale

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

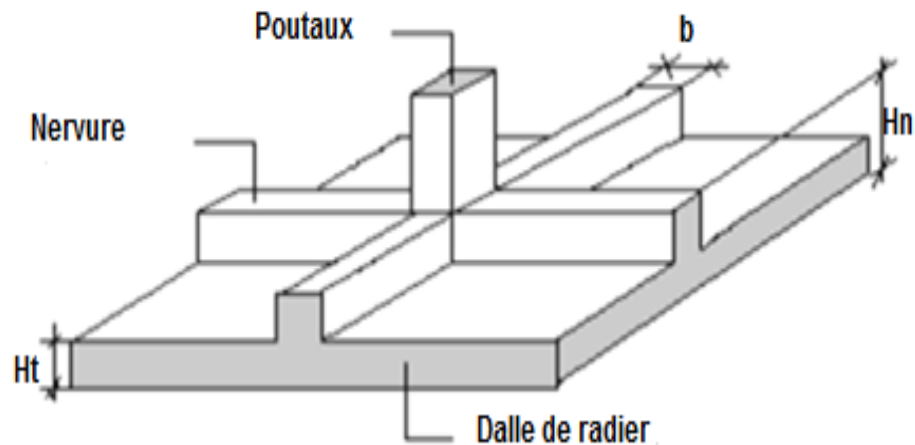


Figure V. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

V.2.3.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} = \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (4)$$

Pour :

$$\begin{cases} N = 28911.15 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = (192.74) < S_b = (361.76) \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de (411.44) m²

V.2.3.2. Prédimensionnement du radier

a) Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

$$h_1 = \frac{L_{max}}{20} \quad (5)$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux ($L_{max} = 5.62 \text{ m}$).

Donc :

$$h_1 \geq 28.10$$

On prend : $h_1 = 30 \text{ cm}$.

b) Nervure

b.1. La hauteur de nervure

b.1.1. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (6)$$

On a : $L_{max} = 5.62 \text{ m}$.

Donc :

$$0.37\text{cm} < h_{N1} < 0.56\text{cm}$$

$$37\text{cm} < h_{N1} < 56\text{cm}$$

On prend : $h_{N1} = 50 \text{ cm}$

b.1.2. Condition de raideur

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a \quad (7)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}} \quad (8)$$

Avec :

L_e : longueur élastique (m);

a : largeur du poteau ($a = 0.5 \text{ m}$);

K : coefficient de raideur du sol ;

- $K = 0,5 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ Pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ Pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ Pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 32164.20 \text{ MPa}$.

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b = 1 \text{ m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

L_{max} : distance maximale entre deux poteaux : 5.62m.

A partir de la formule (VII.1) on calcule la valeur de h :

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2 \times (L_{max} - a)}{\pi} \right)^4} \quad (9)$$

$$\Rightarrow h_{N2} \geq 75 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2}=75$ cm.

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1}; h_{N2}) = \max (0,50 ; 0,75).$$

On prend : $h_N= 120$ cm.

b.2. Largeur de la nervure

b.2.1. Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.62}{10} = 0.56$$

Donc :

$$b = 0.56\text{cm}$$

Alors :

$$h_N=120 \text{ cm}$$

$$b = 60\text{cm dans le sens x-x}$$

$$b = 60 \text{ cm dans le sens y-y}$$

V.2.3.3. Les vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

D'après [3] (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (10)$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=1555.17\text{KN}$) ;

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier,

a,b : Dimensions du avant poteau (50×50) cm² ;

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité ;

h : hauteur de radier.

Donc :

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(50 + 50) + 2 \times 30] = 320 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{25}{1.5} = 720 \text{ KN}$$

$$N_u = 1555.17 \text{ KN} > Q_u = 720 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CNV)}$$

Donc on augment hauteur de radier :

Pour : h=65cm

$$N_u = 1555.17 \text{ KN} < Q_u = 1560 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

b) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Selon [1] (Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} \quad (11)$$

Suivant X-X

$$e_x = M_x / N = 2251.6 / 28911.15 = 0.07 \text{ m} < \frac{26.6}{4} = 6.65 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

Suivant Y-Y

$$e_y = M_y / N = 33857.46 / 28911.15 = 1.17 \text{ m} < \frac{13.6}{4} = 3.4 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

c) vérifications au cisaillement : selon [1]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{ fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de 5.62 de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{28911.15}{411.44} \times \frac{5.62}{2} \times 1 = 197.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{197.45 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 650} = 0.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

V.2.3.4. Caractéristiques géométriques du radier

Vu l'irrégularité de la forme géométrique de notre structure on a utilisé le logiciel SOCOTEC dans les calculs qui suivent :

a) Position du centre de gravité

$$\begin{cases} x_G = 13.90\text{m} \\ y_G = 7.40\text{m} \end{cases}$$

b) Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 7510.15\text{m}^4 \\ I_{yy} = 26498.11\text{m}^4 \end{cases}$$

V.2.3.5. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par :

a) Sollicitation du premier genre

A l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \tag{11}$$

$$\sigma_{ser} = 70.26 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

b) Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G \\ \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal a ELU et ELS ;

M_{rev} : le moment de renversement ;

X_G, Y_G : centre de gravité ;

I_{xx}, I_{yy} : Moments d'inertie.

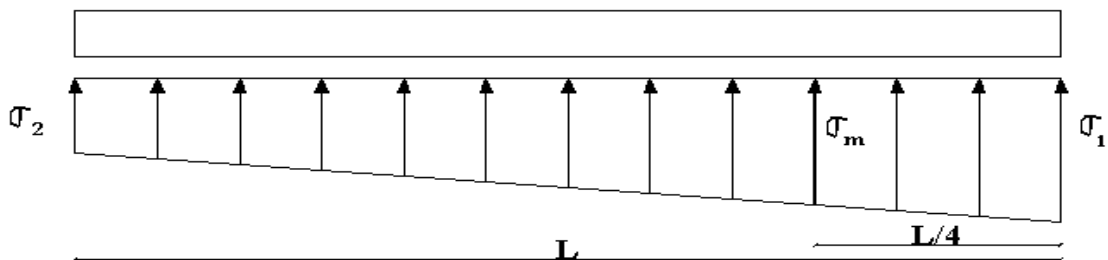


Figure V. 4: Distribution des contraintes sous le radier.

On vérifie que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1^{max} < 1.5 \sigma_{sol} \\ \sigma_2^{min} > 0 \\ \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33 \sigma_{sol} \end{array} \right.$$

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 28911.15KN \\ Mx = 2251.61KN.m \\ My = 33857.46KN.m \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 39588.67KN \\ Mx = 3091.75KN.m \\ My = 46409.85.m \end{array} \right.$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau V. 4 : Vérification des contraintes du radier à l'ELS et ELU

		Sens x-x	Sens y-y	Vérification
ELU	σ_1 (KN/m ²)	97.84	141.95	CV
	σ_2 (KN/m ²)	94.59	50.49	CV
	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (KN/m ²)	97.03	119.08	CV
ELS	σ_1 (KN/m ²)	71.45	103.63	CV
	σ_2 (KN/m ²)	69.08	36.91	CV
	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (KN/m ²)	70.85	86.95	CV

Donc :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

b) Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 119.08KN/m^2$$

ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 86.95 \text{ KN/m}^2$$

V.2.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Ferrailage de la dalle du radier

a.1. Détermination des efforts [2]

-Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x & (\text{appui de rive}). \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x & (\text{autre appui}). \end{cases}$$

Panneau intermédiaire

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis : } \begin{cases} M_{ax} = 0,5M_x \\ M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$$

-Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0,5M_0 \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

a.2.Valeur de la pression sous radier

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 97.03kN/m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 70.85kN/m$$

a.3.Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU

On a le rapport des panneaux

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 = 0.4 < \frac{440}{512} = 0.86 < 1.0$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5: Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	μ_x	μ_y	q_u kN/m	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ax} KN.m	M_{ay} KN.m
	0,0496	0,7052	97.03	93.17	69.87	65.70	49.28	46.58	32.85

a.4.Moment en travée et sur appuis à l'ELS

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6. Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	μ_x	μ_y	q_{ser} kN/m	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ax} KN.m	M_{ay} KN.m
	0.0566	0.7933	70.85	77.64	58.22	61.60	46.2	38.82	30.8

a.5.Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

On a :

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; \sigma_s=348MPa ; b=120cm ; h=60 cm$$

d=0,9h=59cm.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 : Ferrailage des panneaux du radier

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix
Sens x-x	1X65	Travée	69.87	3.46	0	7.92	7T12 Esp =15 cm
		Appui	46.58	2.3	0	7.92	7T12 Esp =15 cm
Sens y-y	1X65	Travée	49.28	2.34	0	7.92	7T12 Esp =15 cm
		Appui	32.85	1.62	0	7.92	7T12 Esp =15 cm

a.6.Vérification de la section d'acier selon [2]

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_s \geq A_{min} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \tag{12}$$

Sens x-x { Travée A_s = 3.46 ≥ A_{min} = 7.06 CV
 Appui A_s = 2.3 ≥ A_{min} = 7.06 CV

Sens y-y { Travée A_s = 2.34 ≥ A_{min} = 7.06 CV
 Appui A_s = 1.62 ≥ A_{min} = 7.06 CV

a.7. Vérification à l'E.L. S

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau V. 8: Vérification à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} σ _s ≤ σ̄ _s
Sens x-x	Travée	58.22	7.92	133.8	201.6	1.99	15	CV
	Appuis	38.82	7.92	89.2	201.6	1.33	15	CV
Sens y-y	Travée	46.2	7.92	106.2	201.6	1.58	15	CV
	Appuis	30.8	9,24	70.8	201.6	1.05	15	CV

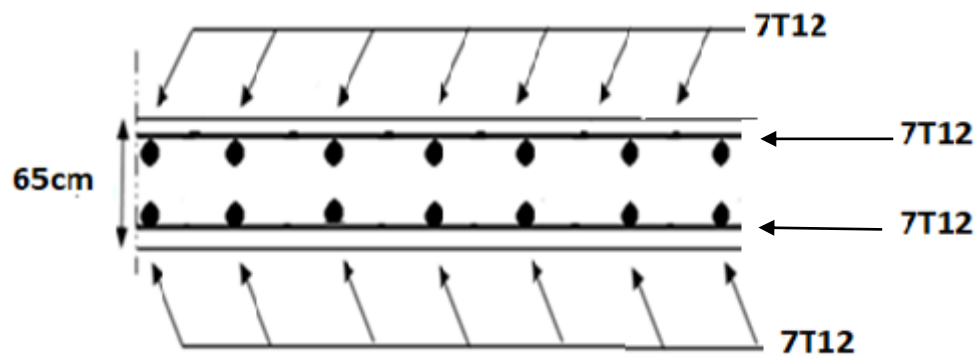


Figure V. 5: Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.

b) Ferrailage des nervures

b.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire selon [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{sens(x-x) : } \begin{cases} M_0 = 82.62 \text{ KN.m} \\ M_t = 700.93 \text{ KN.m} \\ M_a = 412.31 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{sens(y-y) : } \begin{cases} M_0 = 1329.7 \text{ KN.m} \\ M_t = 1130.24 \text{ KN.m} \\ M_a = 664.85 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

b.2. Calcul des armatures

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $b = 80 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$
 $d = 0,9h = 63 \text{ cm}$.

1) Sens x-x

Tableau V. 9: Ferrailage des nervures suivant x-x

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix
Sens x-x	1.2x60	Travée	700.93	19.39	0	21.3	6T14+6T16
		Appui	412.31	11.22	0	15.14	2T14+6T16
Sens y-y	1.2x60	Travée	1130.24	32.09	0	38.96	10T16+6T20
		Appui	664.85	18.35	0	24.13	6T16+6T16

b.3. Vérification de la section d'acier selon [2]

Il faut Vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_s \geq A_{min} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$\begin{cases} \text{Travée} & A_s \geq A_{min} = \dots\dots\dots CV \\ \text{Appuis} & A_s \geq A_{min} = \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 10: Vérification à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ _s	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Sens x-x	Travée	418.75	21.3	199.9	201.6	4.89	15	CV
	Appui	246.32	15.14	163.1	201.6	3.28	15	CV
Sens y-y	Travée	713.5	38.96	191.5	201.6	6.7	15	CV
	Appui	419.72	22.87	177.8	201.6	4.68	15	CV

b.6. Armature de peau selon [2]

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courants on a 3cm² / m pour les armatures de peau

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 0,9 = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc on prend 4T14 = 6,16 cm²

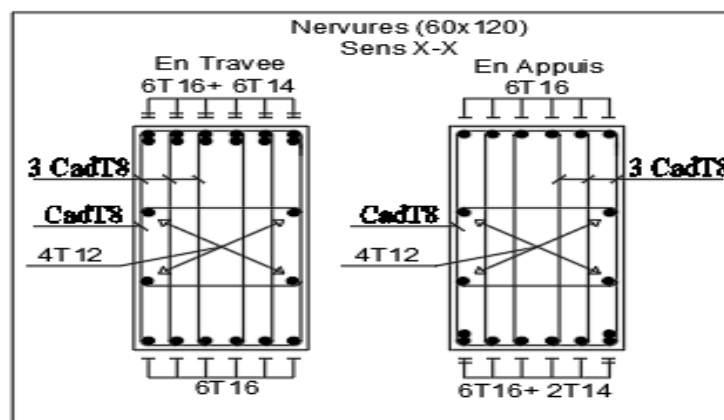


Figure V. 6: Ferrailage du panneau du radier sens x-x.

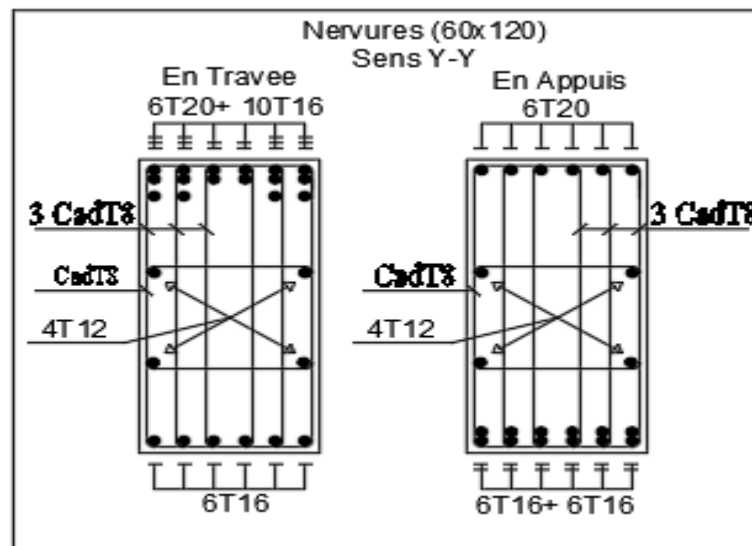


Figure V. 7: Ferrailage du panneau du radier sens y-y.

d) Voile périphérique

Selon le règlement [1], les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

d.1. Dimensionnement et ferrailage du voile

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 15\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique).

d.2. Ferrailage

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

d.2.1. Armatures verticales

On a :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100}$$

Donc :

$$A_v = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5 \text{ cm}$$

On prend:

$$A_v = 2x(5T10)$$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

d.2.2 Armatures horizontales

$$A_h = 2x(5T8) \text{ cm}^2$$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

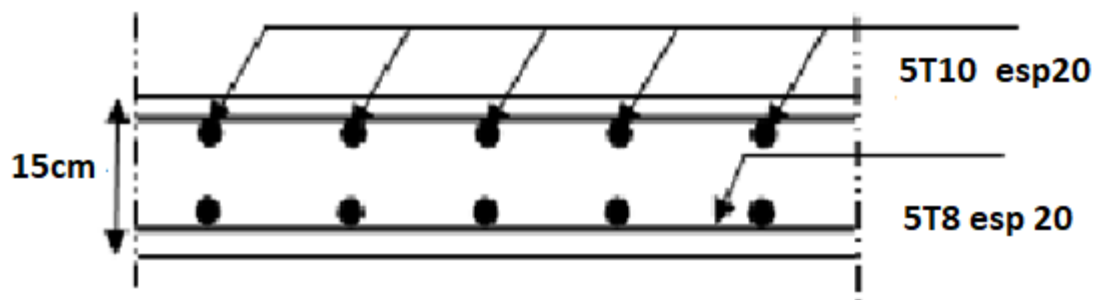


Figure V. 8: Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.

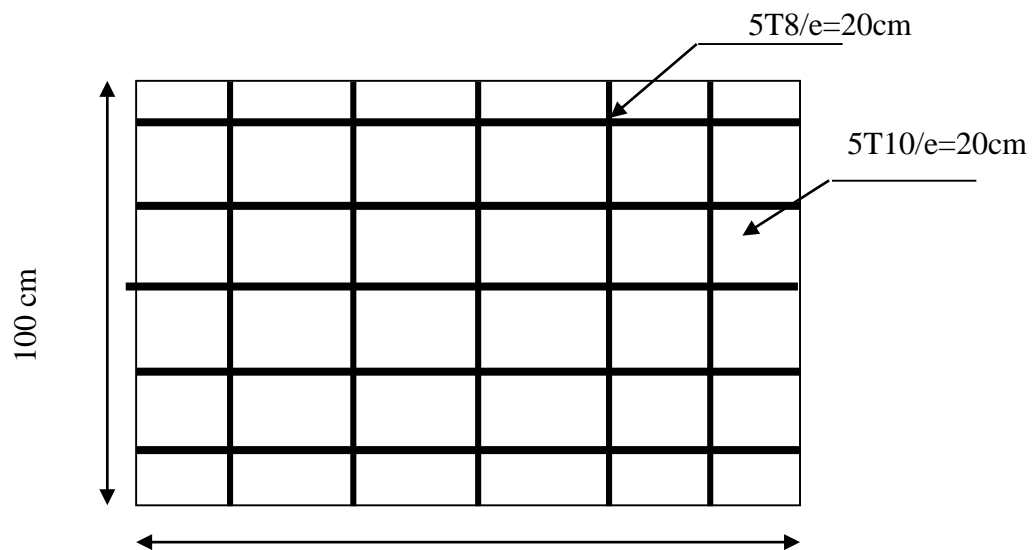


Figure V. 9: Schéma de ferrailage de voile périphérique.

CHAPITRE VI: Comparaison entre disposition des voiles

VI.1. Introduction

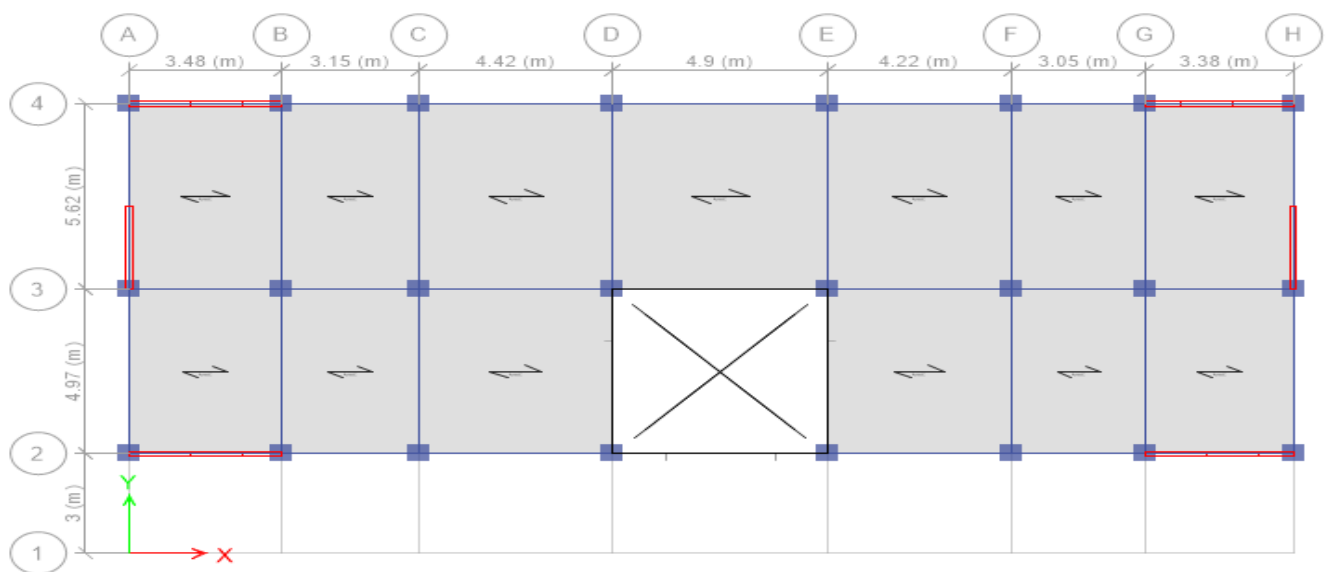
La disposition des voiles dans la structure en béton armé, joue un rôle très important dans la détermination du comportement Dynamique des structures à savoir la participation massique, la période fondamentale de la structure et les déplacements inter étage.

Ce travail fait l'objet de l'étude de l'effet des dispositions des voiles sur les réponses dynamique pour une structure (R+7) contreventée par des voiles en béton armé destinée à usage d'habitation et implantée dans une zone de forte sismicité. Les résultats trouvés seront discutés dans les paragraphes suivants.

VI.1.2. Disposition des voiles :

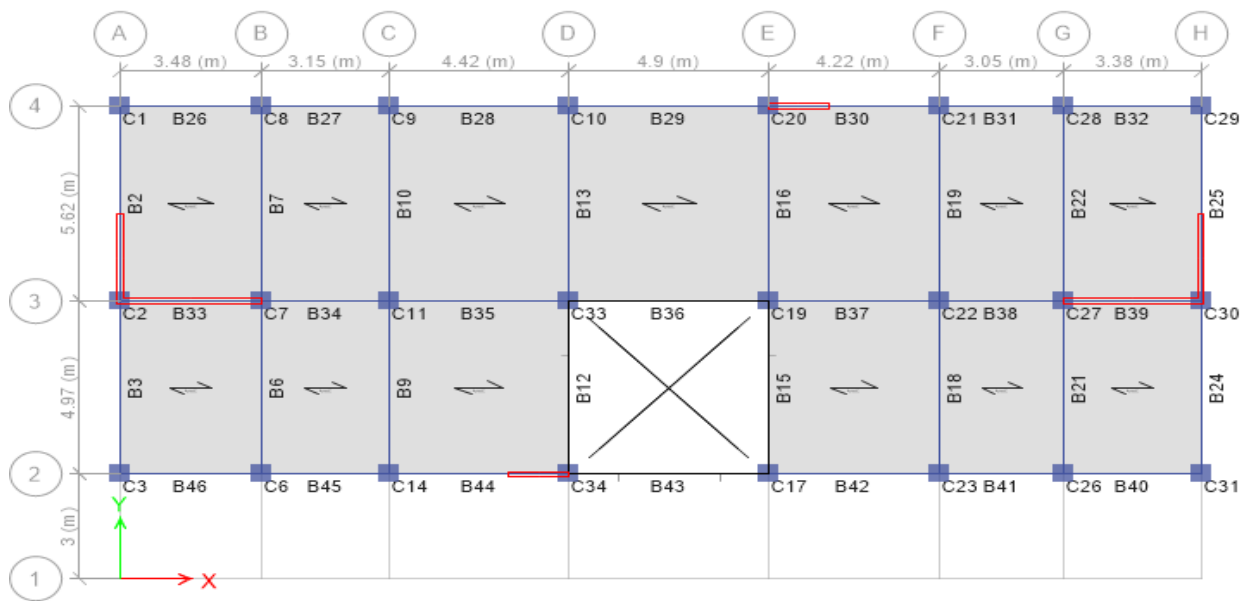
La forme architecturale dans notre structure a compliqué le choix des dispositions des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, après plusieurs essais, on a obtenu la disposition idéale représentée dans les figures ci-dessous :

Disposition I : modèle de référence



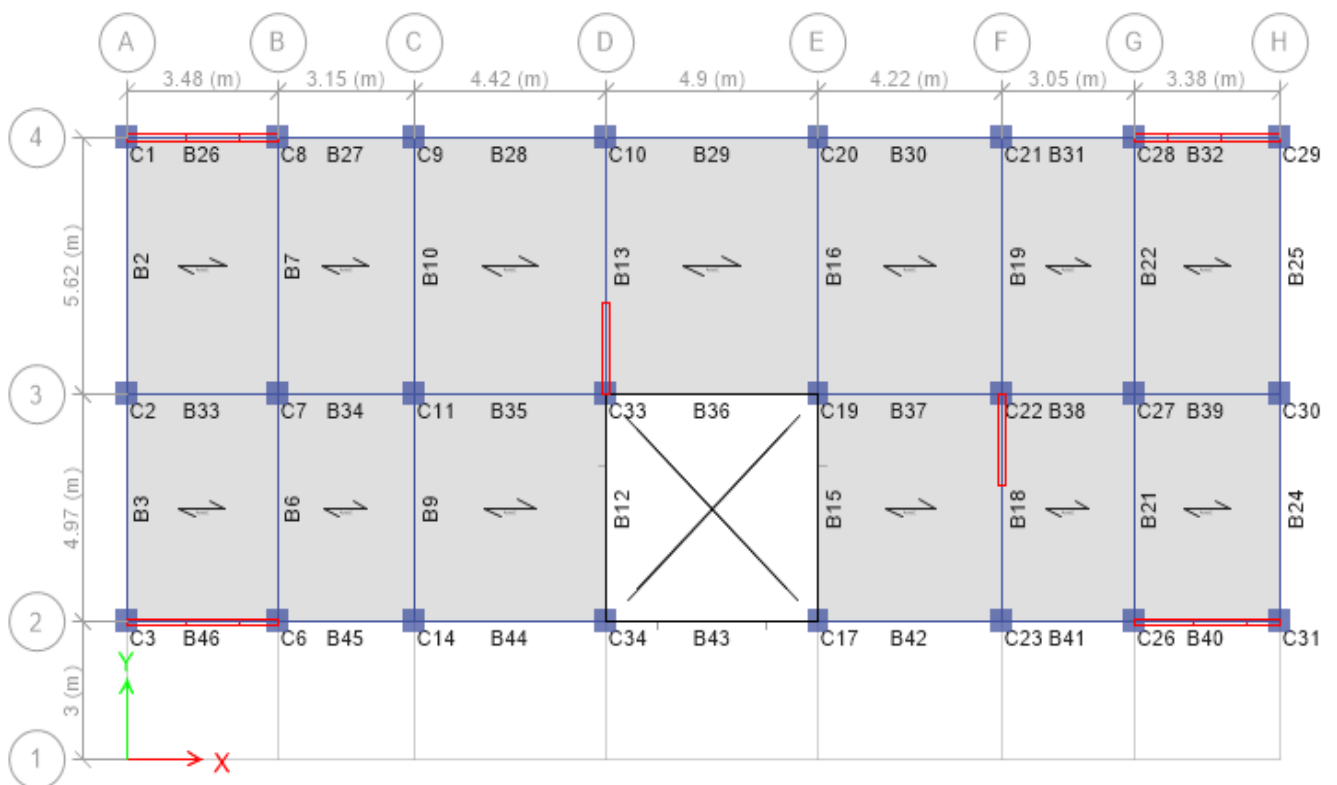
Figures VI. 1: Disposition I des voiles.

Disposition II : model 1



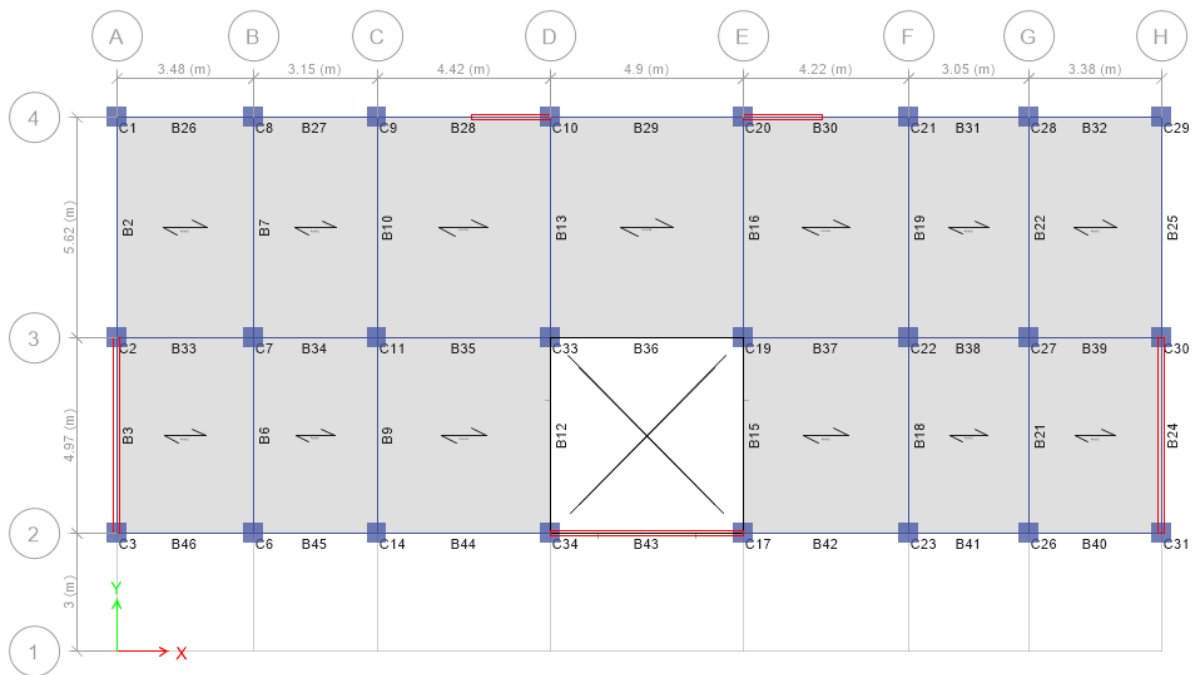
Figures VI. 2: Disposition II des voiles.

disposition III: model 2



Figures VI. 3: Disposition III des voiles.

Disposition IV: model 3



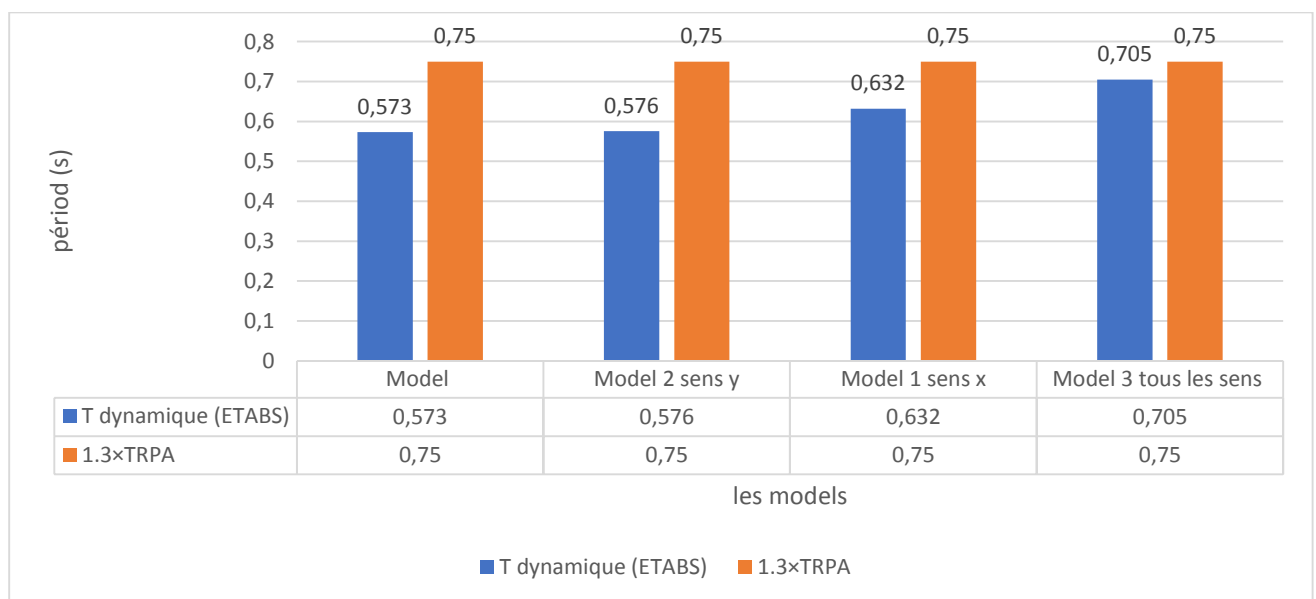
Figures VI. 4: Disposition IV des voiles.

VI.2. Vérification des résultats vis-à-vis du « RPA99 modifié en 2003 [1] » :

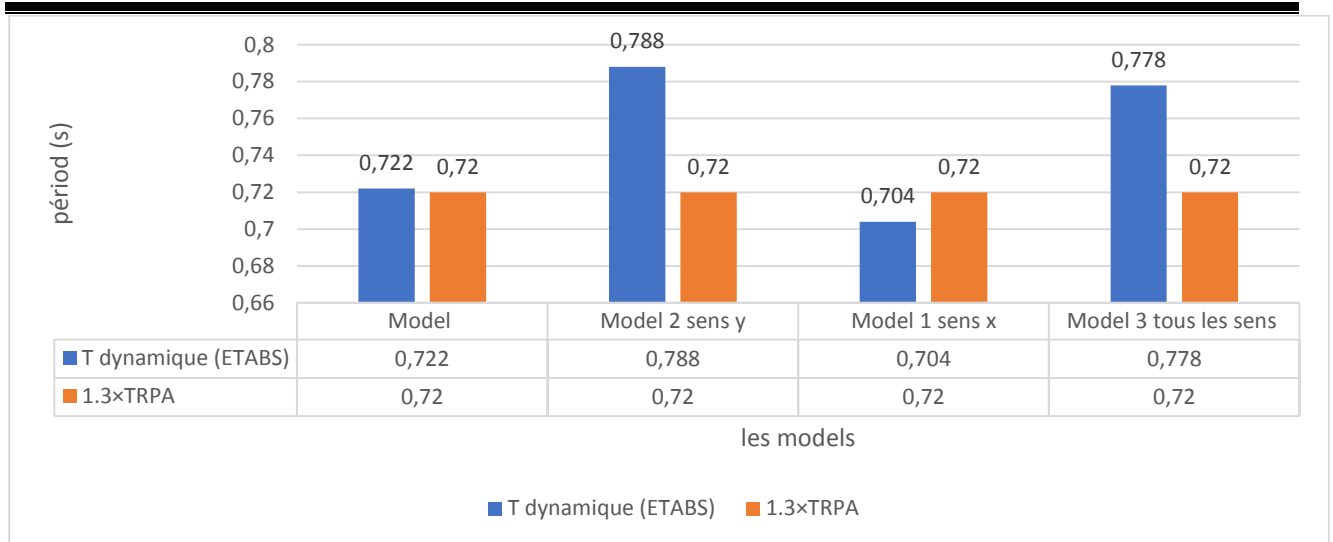
D’après le fichier des résultats d’ETABS on a :

VI.2.1. Vérification des périodes :

Les figures (VI. 5, VI. 6) présentent les périodes pour chaque disposition et pour chaque direction.



Figures VI. 7: Vérification des périodes dans le sens X



Figures VI. 8: Vérification des périodes dans le sens Y

Les résultats trouvés montrent que la période fondamentale calculée par RPA 99 /Version 2003 ne change pas car elle est dépend directement aux caractéristiques géométriques de la structure. Tandis que la période issue de la méthode dynamique varie en fonction de l'excentricité.

VI.2.2. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Les tableaux (6.1,6.2) ; illustrent la vérification de la résultante des forces sismique selon x et y respectivement pour chaque model.

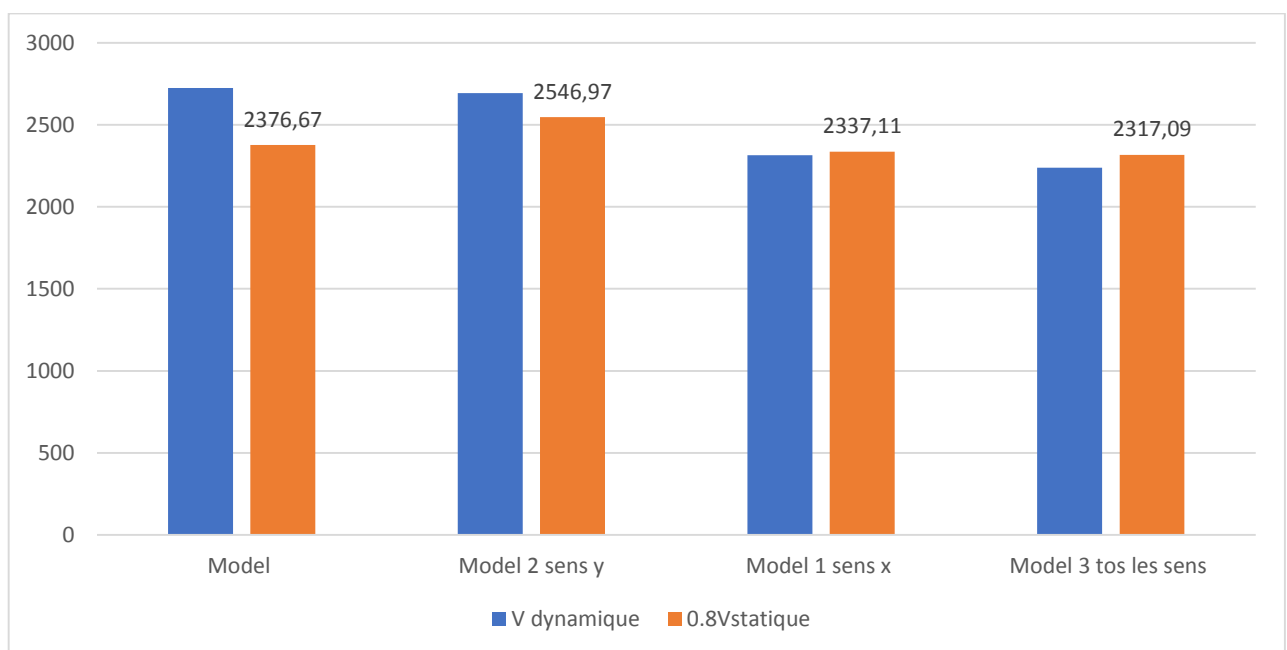
Tableau VI. 1: Vérification de la résultante des forces sismique selon X

	V Statique (x)	V dynamique	0.8V _{statique}	V _{dynamique} ≥ 0.8V _{statique}
Model de référence	2896.36	2725.43	2376.67	Oui
Model 2 Sens y	3138.71	2693.13	2546.97	Oui
Model 1 Sens x	2970.83	2314.65	2337.11	Non
Model 3 tous les Sens	2924.38	2238.92	2317.09	Non

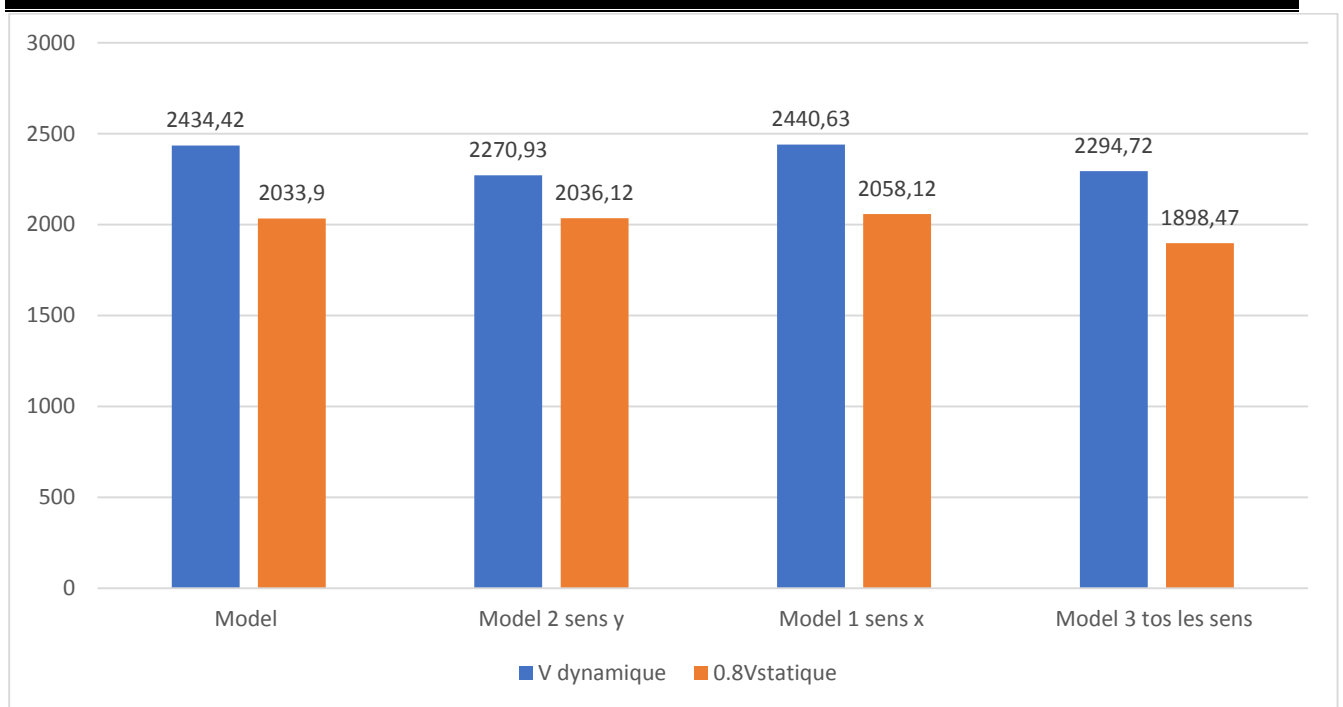
Tableau VI. 2: Vérification de la résultante des forces sismique selon Y

	V Statique (y)	V dynamique	$0.8V_{statique}$	$V_{dynamique} \geq 0.8V_{statique}$
Model de référence	2542.38	2434.42	2033.9	Oui
Model 2 Sens y	2545.15	2270.93	2036.12	Oui
Model 1 Sens x	2572.64	2440.63	2058.12	Oui
Model 3 tous les Sens	2337.08	2294.72	1898.47	Oui

Les Vérification de la résultante des forces sismique dans les deux directions en fonction des modèles imposés, sont présentés sous les deux figures suivantes.



Figures VI. 9: Vérification de la résultante des forces sismique dans le sens X



Figures VI. 10: Vérification de la résultante des forces sismique dans le sens Y

D’après la figure. VI. 11et figure. VI. 12on peut tirer ce qui suit :

✚ On constate que plus on s’éloigne (la disposition) le centre de masse, la force sismique est diminué.

VI.2.2. Vérification des déplacements :

La Vérification des déplacements inter-étages selon les deux directions est pour chaque type de disposition est données par les tableau suivant :

Tableau VI. 3. Vérification des déplacements inter-étages selon X (model de référence)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EX	19.744	3.5	69.104	9.2085	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EX	17.113	3.5	59.8955	9.786	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EX	14.317	3.5	50.1095	10.1185	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EX	11.426	3.5	39.991	10.101	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EX	8.54	3.5	29.89	9.5025	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EX	5.825	3.5	20.3875	8.561	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EX	3.379	3.5	11.8265	6.8495	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EX	1.422	3.5	4.977	4.977	40.8	CV

Tableau VI. 4: Vérification des déplacements inter-étages selon Y (model de référence)

Etage	Diaphragme	Load	UY	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EY	25.743	3.5	90.1005	8.036	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EY	23.447	3.5	82.0645	9.87	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EY	20.627	3.5	72.1945	11.7495	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EY	17.27	3.5	60.445	13.307	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EY	13.468	3.5	47.138	13.8425	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EY	9.513	3.5	33.2955	13.643	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EY	5.615	3.5	19.6525	11.6935	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EY	2.274	3.5	7.959	7.959	40.8	CV

Tableau VI. 5: Vérification des déplacements inter-étages selon X (model 2)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EX	19.909	3.5	69.6815	9.219	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EX	17.275	3.5	60.4625	9.933	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EX	14.437	3.5	50.5295	10.241	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EX	11.511	3.5	40.2885	10.2095	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EX	8.594	3.5	30.079	9.5795	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EX	5.857	3.5	20.4995	8.624	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EX	3.393	3.5	11.8755	6.9055	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EX	1.42	3.5	4.97	4.97	40.8	CV

Tableau VI. 6: Vérification des déplacements inter-étages selon Y (model 2)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EY	28.241	3.5	98.8435	8.036	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EY	25.945	3.5	90.8075	10.2725	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EY	23.01	3.5	80.535	12.6105	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EY	19.407	3.5	67.9245	14.56	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EY	15.247	3.5	53.3645	15.3055	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EY	10.874	3.5	38.059	15.3615	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EY	6.485	3.5	22.6975	13.4295	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EY	2.648	3.5	9.268	9.268	40.8	CV

Tableau VI. 7: Vérification des déplacements inter-étages selon X (model 1)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EX	18.108	3.5	63.378	7.7805	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EX	15.885	3.5	55.5975	8.694	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EX	13.401	3.5	46.9035	9.17	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EX	10.781	3.5	37.7335	9.359	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EX	8.107	3.5	28.3745	9.009	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EX	5.533	3.5	19.3655	8.204	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EX	3.189	3.5	11.1615	6.9195	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EX	1.212	3.5	4.242	4.242	40.8	CV

Tableau VI. 8: Vérification des déplacements inter-étages selon Y (model1)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EY	25.121	3.5	87.9235	8.701	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EY	22.635	3.5	79.2225	10.2655	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EY	19.702	3.5	68.957	11.767	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EY	16.34	3.5	57.19	12.943	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EY	12.642	3.5	44.247	13.181	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EY	8.876	3.5	31.066	12.7925	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EY	5.221	3.5	18.2735	10.8465	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EY	2.122	3.5	7.427	7.427	40.8	CV

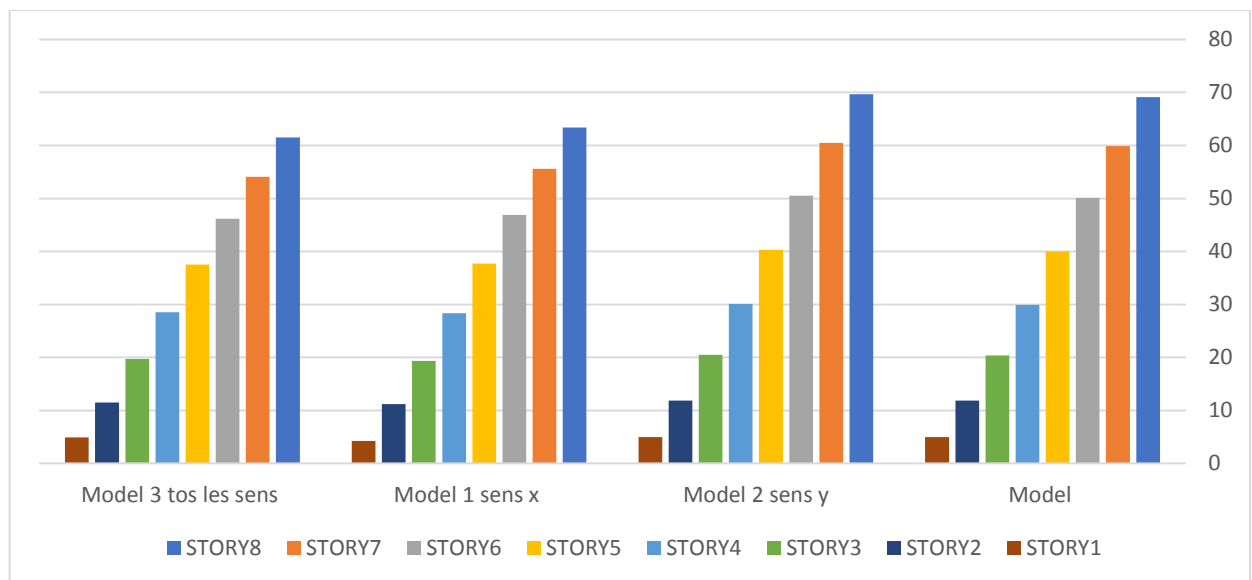
Tableau VI. 9: Vérification des déplacements inter-étages selon X (model 3)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EX	17.568	3.5	61.488	7.385	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EX	15.458	3.5	54.103	7.9485	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EX	13.187	3.5	46.1545	8.617	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EX	10.725	3.5	37.5375	8.995	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EX	8.155	3.5	28.5425	8.827	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EX	5.633	3.5	19.7155	8.2495	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EX	3.276	3.5	11.466	6.5765	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EX	1.397	3.5	4.8895	4.8895	40.8	CV

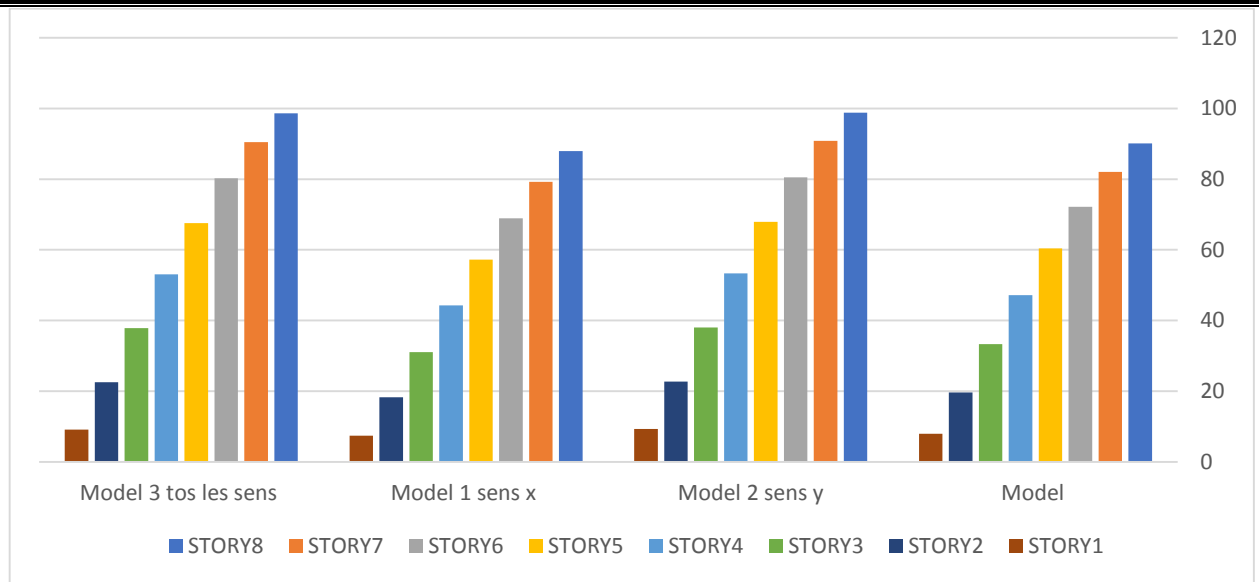
Tableau VI. 10: Vérification des déplacements inter-étages selon Y (model 3)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R	$\delta k=R.\delta ek$	Δk	1%hn	Obs
ETAGE8	8ET	EY	28.174	3.5	98.609	8.099	30.6	CV
ETAGE7	7ET	EY	25.86	3.5	90.51	10.304	30.6	CV
ETAGE6	6ET	EY	22.916	3.5	80.206	12.607	30.6	CV
ETAGE5	5ET	EY	19.314	3.5	67.599	14.525	30.6	CV
ETAGE4	4ET	EY	15.164	3.5	53.074	15.274	30.6	CV
ETAGE3	3ET	EY	10.8	3.5	37.8	15.302	30.6	CV
ETAGE2	2ET	EY	6.428	3.5	22.498	13.356	30.6	CV
ETAGE1	1ET	EY	2.612	3.5	9.142	9.142	40.8	CV

La Vérification des déplacements inter-étages dans les deux directions en fonction des modèles imposés, sont présentés sous les deux figures suivantes.



Figures VI. 13: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X



Figures VI. 14: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y

D’après la figure.6.9 et figure.6.10 on peut tirer ce qui suit :

Tous les modèles présentent la même allure de variation. Dont on constate une démission de déplacement de dernier niveau ou premier niveau, et cela peut être justifié par la relation de proportionnalité entre la force sismique et la hauteur du bâtiment.

VI.2.3. Vérification de l’effet P- Δ :

Tableau VI. 11. Vérification de l’effet P-Δ dans le sens X (model de referens).

Etage	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
ETAGE8	8ET	2675.496	9.2	760.2205	3060	0.01058111	CV
ETAGE7	7ET	2331.271	9.78	1262.031	3060	0.00590391	CV
ETAGE6	6ET	2320.265	10.11	1656.484	3060	0.00462786	CV
ETAGE5	5ET	2320.265	10.1	1978.525	3060	0.00387076	CV
ETAGE4	4ET	2356.996	9.502	2240.301	3060	0.00326698	CV
ETAGE3	3ET	2399.758	8.56	2445.193	3060	0.00274541	CV
ETAGE2	2ET	2399.758	6.84	2593.315	3060	0.00206846	CV
ETAGE1	1ET	3163.043	4.97	2725.432	4080	0.00141373	CV

Tableau VI. 12 Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (model de referens).

Etage	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤ 0.1
ETAGE8	8ET	2675.496	8.03	643.5417	3060	0.01090992	CV
ETAGE7	7ET	2331.271	9.87	1073.157	3060	0.00700689	CV
ETAGE6	6ET	2320.265	11.74	1433.939	3060	0.00620803	CV
ETAGE5	5ET	2320.265	13.3	1736.964	3060	0.005806	CV
ETAGE4	4ET	2356.996	13.84	1986.943	3060	0.00536523	CV
ETAGE3	3ET	2399.758	13.64	2185.145	3060	0.00489531	CV
ETAGE2	2ET	2399.758	11.69	2322.973	3060	0.00394654	CV
ETAGE1	1ET	3163.043	7.95	2434.417	4080	0.00253173	CV

Tableau VI. 13. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (model 2).

Etage	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤ 0.1
ETAGE8	8ET	2658.616	9.21	753.8109	3060	0.01061528	CV
ETAGE7	7ET	2325.645	9.93	1253.396	3060	0.0060212	CV
ETAGE6	6ET	2314.639	10.24	1640.055	3060	0.00472284	CV
ETAGE5	5ET	2314.639	10.2	1959.795	3060	0.00393687	CV
ETAGE4	4ET	2351.37	9.57	2218.553	3060	0.00331468	CV
ETAGE3	3ET	2394.132	8.62	2418.554	3060	0.00278855	CV
ETAGE2	2ET	2394.132	6.9	2568.654	3060	0.0021017	CV
ETAGE1	1ET	3156.479	4.97	2693.136	4080	0.00142771	CV

Tableau VI. 14. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (model 2).

Etage	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤ 0.1
ETAGE8	8ET	2658.616	8.03	590.3133	3060	0.01181863	CV
ETAGE7	7ET	2325.645	10.27	992.7152	3060	0.00786263	CV
ETAGE6	6ET	2314.639	12.61	1328.562	3060	0.00717952	CV
ETAGE5	5ET	2314.639	14.56	1610.12	3060	0.00684014	CV
ETAGE4	4ET	2351.37	15.3	1844.504	3060	0.00637399	CV
ETAGE3	3ET	2394.132	15.36	2033.56	3060	0.00590964	CV
ETAGE2	2ET	2394.132	13.42	2166.194	3060	0.0048471	CV
ETAGE1	1ET	3156.479	9.26	2270.937	4080	0.00315463	CV

Tableau VI. 15. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (model 1).

Etage	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤ 0.1
ETAGE8	8ET	2712.92744	7.78	632.1145	3060	0.01091191	CV
ETAGE7	7ET	2407.10167	8.69	1060.517	3060	0.00644578	CV
ETAGE6	6ET	2407.10167	9.17	1396.19	3060	0.00516652	CV
ETAGE5	5ET	2407.10167	9.35	1675.749	3060	0.0043891	CV
ETAGE4	4ET	2443.83248	9	1903.186	3060	0.00377669	CV
ETAGE3	3ET	2486.59438	8.2	2076.726	3060	0.00320862	CV
ETAGE2	2ET	2486.59438	6.91	2206.744	3060	0.00254454	CV
ETAGE1	1ET	3266.41114	4.24	2314.658	4080	0.00146653	CV

Tableau VI. 16. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (model 1).

Etage	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤ 0.1
ETAGE8	8ET	2712.92744	8.7	647.3497	3060	0.01191508	CV
ETAGE7	7ET	2407.10167	10.26	1082.768	3060	0.00840096	CV
ETAGE6	6ET	2407.10167	11.76	1442.383	3060	0.00641357	CV
ETAGE5	5ET	2407.10167	12.94	1742.892	3060	0.00584032	CV
ETAGE4	4ET	2443.83248	13.18	1990.372	3060	0.005209	CV
ETAGE3	3ET	2486.59438	12.79	2187.351	3060	0.00466984	CV
ETAGE2	2ET	2486.59438	10.84	2326.132	4080	0.00284014	CV
ETAGE1	1ET	3266.41114	7.42	2440.635	4080	0.00185287	CV

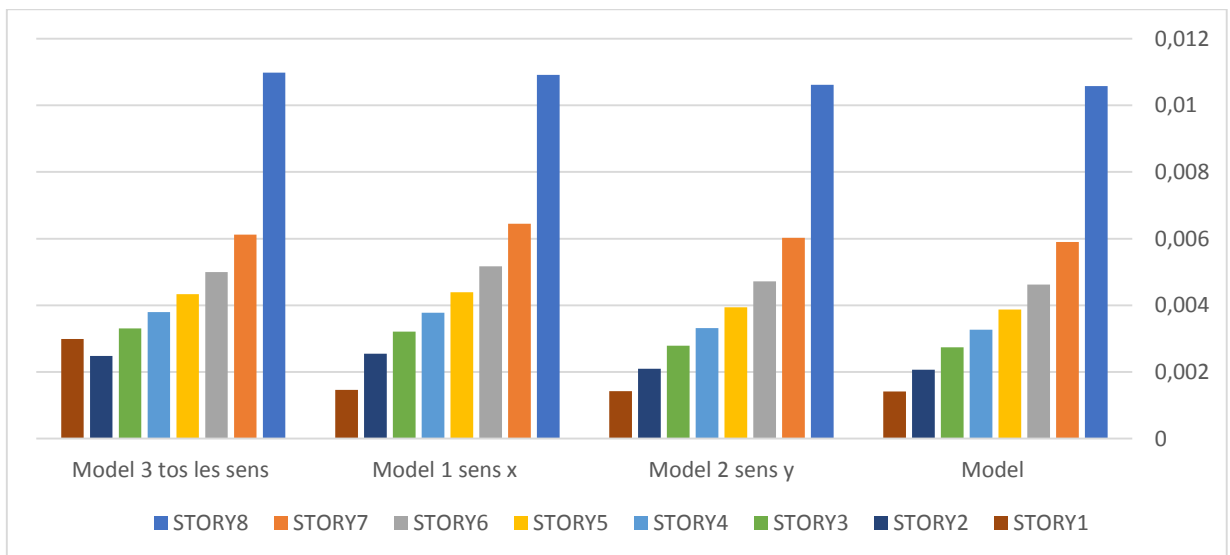
Tableau VI. 17. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (model 3).

Etage	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤ 0.1
ETAGE8	8ET	2687.833	7.38	590.1213	3060	0.0109849	CV
ETAGE7	7ET	2385.046	7.94	1010.633	3060	0.00612354	CV
ETAGE6	6ET	2385.046	8.61	1342.4	3060	0.00499915	CV
ETAGE5	5ET	2385.046	8.99	1614.698	3060	0.00433954	CV
ETAGE4	4ET	2421.776	8.82	1837.265	3060	0.00379935	CV
ETAGE3	3ET	2464.538	8.24	2007.439	3060	0.00330597	CV
ETAGE2	2ET	2464.538	6.57	2134.753	3060	0.00247874	CV
ETAGE1	1ET	3240.679	8.44	2238.922	4080	0.00299419	CV

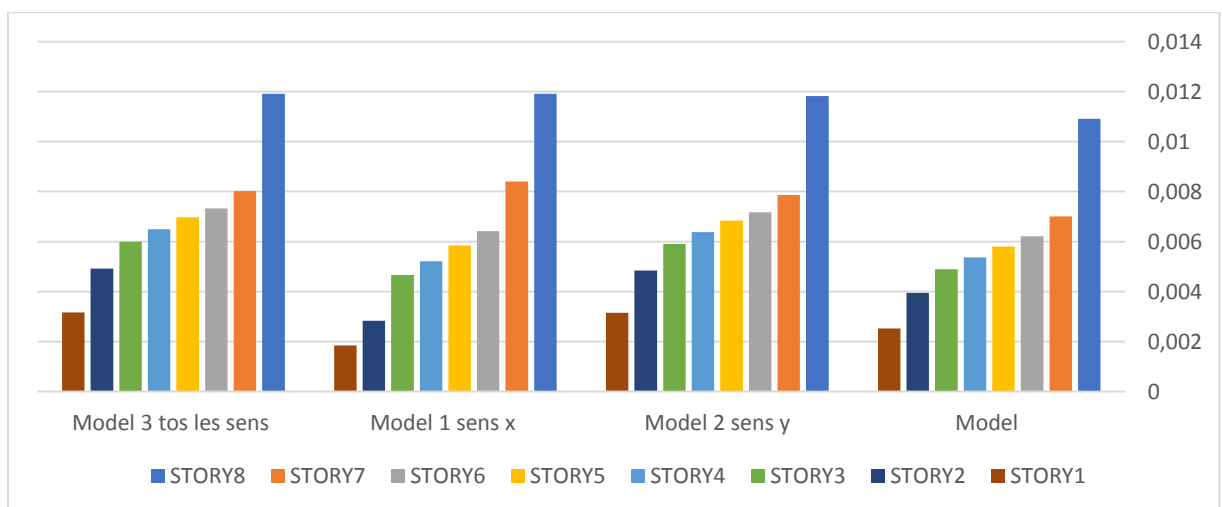
Tableau VI. 18. Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y (model 3).

Etage	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
ETAGE8	8ET	2687.833	8.09	596.3553	3060	0.01191583	CV
ETAGE7	7ET	2385.046	10.3	1000.524	3060	0.00802389	CV
ETAGE6	6ET	2385.046	12.6	1340.221	3060	0.00732773	CV
ETAGE5	5ET	2385.046	14.52	1624.684	3060	0.00696583	CV
ETAGE4	4ET	2421.776	15.27	1861.617	3060	0.00649174	CV
ETAGE3	3ET	2464.538	15.3	2052.973	3060	0.00600236	CV
ETAGE2	2ET	2464.538	13.35	2187.372	3060	0.00491556	CV
ETAGE1	1ET	3240.679	9.14	2294.721	4080	0.00316368	CV

Les deux figures suivantes, présente la Vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens :



Figures VI. 15: Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X



Figures VI. 16: Vérification de l'effet P-Δ dans le sens Y

Dans cette partie, on remarque que tous les modèles subissent le même comportement. Une augmentation de θ en fonction de la hauteur du bâtiment pour tous les modèles a été enregistrée.

Conclusion

D'après cette comparaison entre disposition des voiles en Algérie selon le Règlement Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 qu'on a fait, il convient de souligner que :

- ✚ La force sismique à la base dans les trois dispositions des voiles différents est vérifiée avec l'effort dynamique dans les deux sens considérés x-x et y-y.
- ✚ La réponse de structures en déplacement relatif inter-étages est au-dessous de limites préconisées selon le RPA99 version 2003 pour les deux directions x-x et y-y.
- ✚ L'étude de notre bâtiment selon les trois propositions des voiles est répond au critère de la période. Tandis qu'il issue de la méthode dynamique varie en fonction de l'excentricité.
- ✚ Pour les trois dispositions des voiles différents et dans les deux directions, la réponse de la structure en termes de justification vis à vis de l'effet P- Δ ne dépasse pas la limite admissible préconisée par la méthodologie de notre règlement algérien .

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de minimiser le risque sismique et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception adéquate qui devrait satisfaire l'aspect architecturale et les exigences sécuritaires et le domaine de génie civil on s'intéresse aux deux critères importants : stabilité, l'économie.

Ce travail nous a permis d'apprendre différentes techniques informatiques et logiciels comme (ETABS, SOCOTEC, AUTOCAD et EXPERT BA 2010) ainsi que les réglementations régissant les principes de conception et de calcul des structures dans le secteur de la construction (RPA, BAEL, CPA et DTR).

L'analyse dynamique de la structure d'un ouvrage est une étape très importante, qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'étude comparative qu'on a effectuée entre les 4 dispositions des voiles, nous a permis de conclure ce qui suit :

La position des voiles affecte la stabilité du bâtiment.

La disposition des voiles a été faite selon les vérifications des règlements régissant telles que :

-La période, l'effort tranchant à la base, le déplacement inter-étage l'effet P-delta, le renversement et l'effort normal réduit...etc.

-En outre, Pour assurer un bon comportement dynamique de la structure, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de voile à placer.

-L'équilibre du bâtiment doit être préservé en choisissant une position appropriée pour les voiles du côté esthétique et technique, où ils sont en bonne position afin de relier les bords du bâtiment, ainsi que l'équilibre entre la masse du bâtiment dans toute la cote.

-Il faut aussi qu'il y ait accord entre l'aspect financier et le maintien de la sécurité de la population.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions, avec un changement des autres paramètres à savoir la forme et les dimensions dont les voiles et leur influence sur les réponses sismique.

Références et Bibliographie

Références et Bibliographie

Règlements

- [1]-Règlement Parasismiques Algérien **RPA99 modifié en 2003,Alger.**
- [2]-Béton Arme à l'état limite **BAEL 91 Modifié 99, France, février 2000.**
- [3]-Règles de Conception et de calcul des ouvrages en béton armé (**CBA.93**), **Alger.1993.**
- [4]-Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR.BC 2.2, Alger.**

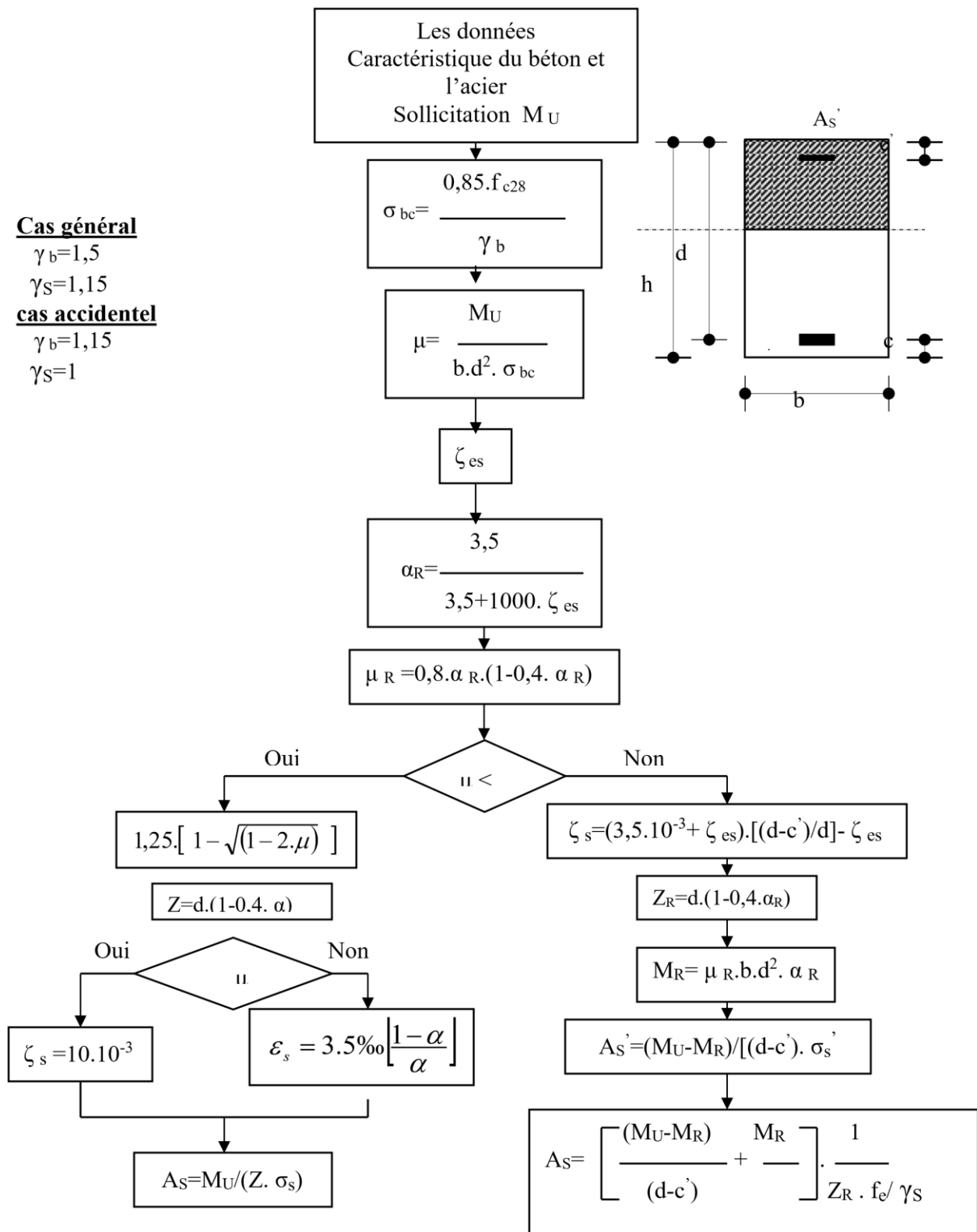
Livres

- ✚ Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 4) HENRY Thonier.
- ✚ Calcul des ouvrages en béton armé ; M. BELAZOUGUI.
- ✚ Béton armé - Guide de calcul ; Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- ✚ Pierre Charon calcul des ouvrages en béton arme suivant les règles du BAEL 83
- ✚ Nouveau guide de béton George Dreux

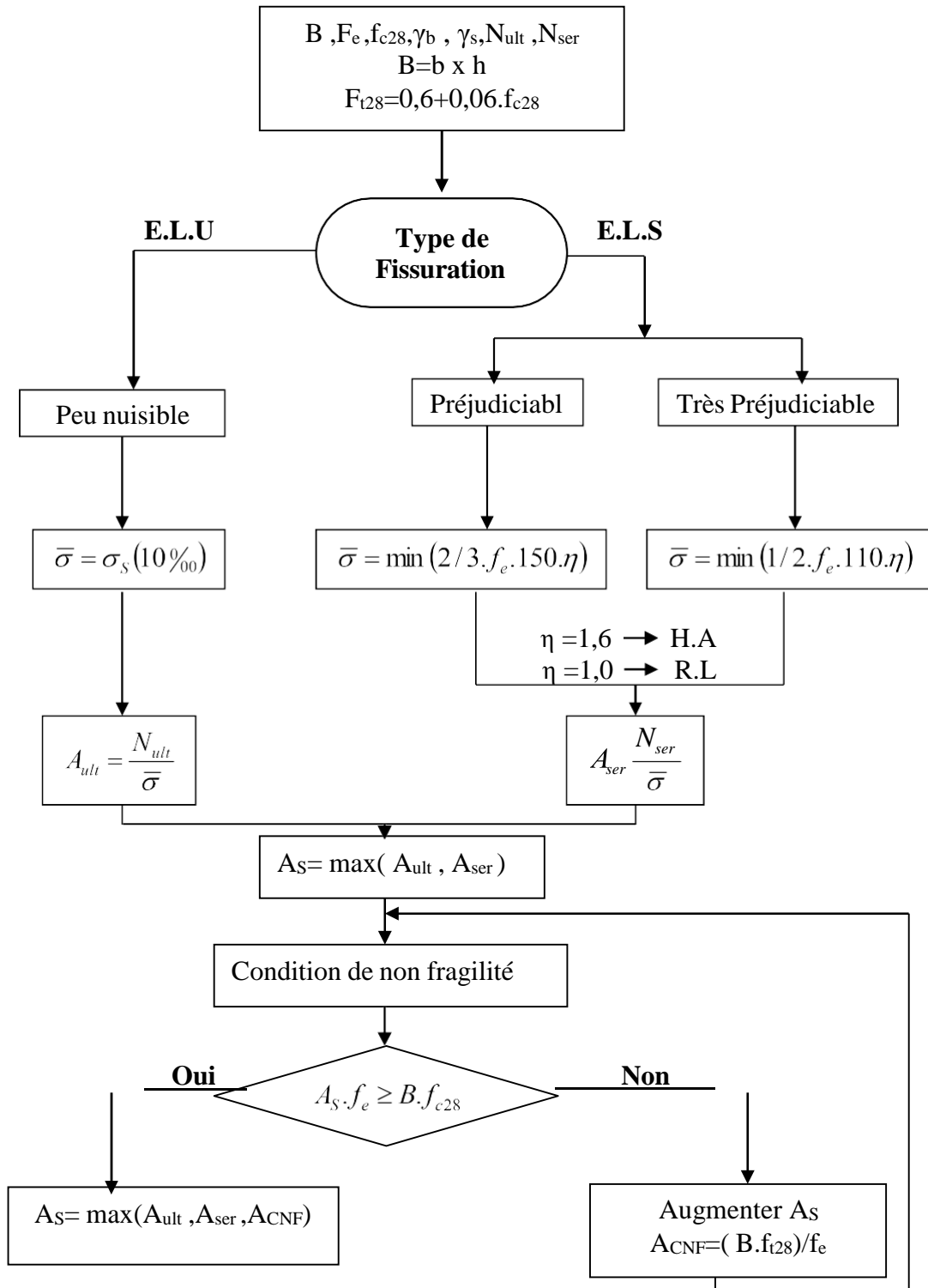
Annexe

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L. U en flexion simple

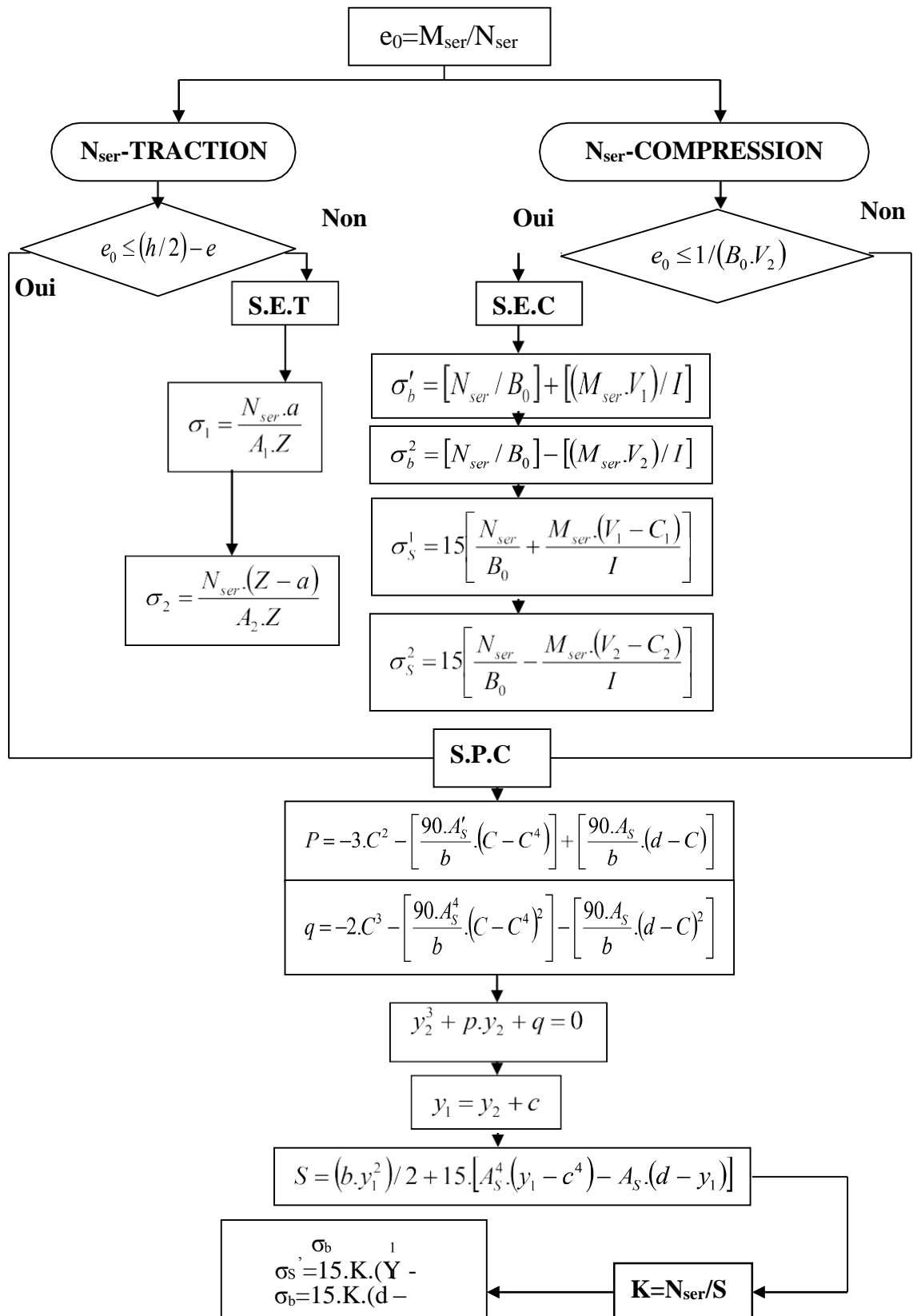


ORGANIGRAMME 2
Traction simple



ORGANIGRAMME 3

Flexion composee à E.L.U



Organigramme -4-
Calcul d'une section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée

